THE UNIVERSITY
OF ILLINOIS
LIBRARY
620.5
BA
v.1

DER BAUINGENIEUR

1920

DER
BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Organ des Deutschen Eisenbau-Verbandes und des Deutschen Beton-Vereins

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

Herausgegeben

von

Dr.-Ing. e. h. M. Foerster
Geh. Hofrat, ord. Professor an d. Techn. Hochschule Dresden

Dr.-Ing. W. Gehler
ord. Professor an der Techn. Hochschule Dresden

Dr.-Ing. E. Probst
ord. Professor an der Techn. Hochschule Karlsruhe

Dr.-Ing. H. Fischmann
Direktor des Deutschen Eisenbau-Verbandes, Berlin

Dr.-Ing. W. Petry
Reg.-Baumeister, Direktor d. Deutschen Beton-Vereins, Obercassel (Siegkreis)

Erster Jahrgang 1920

BERLIN
VERLAG VON JULIUS SPRINGER
1920.

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

H. S. Hermann & Co., Berlin

620.5
BA
v.1

INHALT.

* bedeutet Abbildungen im Text.

VERFASSERVERZEICHNIS.

Ambronn, Richard, Dr., Göttingen. Die Untersuchung des Untergrundes von Baustellen mittels physikalischer Messungen . . . . . Seite 206*

Badstein, Hans, Oberingenieur, Berlin. Neue Kuppelbaukonstruktionen . . . Seite 98*

Bechstein, O. Bemerkenswerte Montage schwerer Dachbinder von 72 m Spannweite . . . . . Seite 360*

—, Hebung der Eisenbahnbrücke über den Allegheny-River bei Pittsburg um 4 m ohne Unterbrechung des Verkehrs Seite 323*

Bernhard, Karl, Berlin. Eisenbaukunst Seite 15*

Böhmler, Baurat, Mannheim. Der Rhein-Neckar-Donau-Kanal und die Neckarwasserkräfte . . . . . Seite 470* 503*

—, Steigerung der Wasserkraftausnützung an Flüssen durch die Anlage eines einzigen Tagesspeichers oberhalb der am weitesten flußaufwärts gelegenen Wasserkraftanlage . . . . . Seite 523*

Brauns, R., Geh. Bergrat Dr., Professor an der Universität Bonn. Der Rheinische Traß und andere Tuffsteine aus dem Laacher-See-Gebiet mit besonderer Berücksichtigung ihrer mineralischen und chemischen Zusammensetzung und ihrer Verwendung Seite 345 385

Bulnheim, M., Baupolizeikommissar, Beitrag zur Geschichte des Normalziegelformates . . . . . Seite 143

—, Bericht über die Arbeiten des Normenausschusses der deutschen Industrie, Arbeitsausschuß für Beton und Eisenbeton . . . . . Seite 313*

Commentz, C., Dr.-Ing. Amerikanische Eisenbetonschiffe . . . . . Seite 427*

Daur, E., Reg.-Bmstr., Oberingenieur der städt. Gas- und Wasserwerke in Pforzheim i. B. Ausführung neuerer Wasserhochbehälter für die Wasserwerkserweiterung der Stadt Pforzheim i. B. . . . . Seite 165*

Deichmann, Oberingenieur Dr., Münster i. W. Brückenbauten in Mexiko . Seite 668*

—, Kanalbaupläne . . . . . Seite 282

Deutscher Ausschuß. Unfallstatistik des D. A. für Eisenbeton . . . . . Seite 55

Diestel, Geh. Hofrat Prof., Dresden. Zum Entwurfe einer Bauordnung mit Erlaß des Staatskommissars für das Wohnungswesen vom 26. April 1919 . Seite 563

Doeinck, Dr.-Ing., Assistent a. d. Techn. Hochschule Danzig. Beitrag zur Berechnung der Pilzdecken . . . Seite 237*

Ehlgötz, Stadtbauinspektor, Mannheim. Aufgaben der Bautechnik in der Gemeindeverwaltung . . . . . Seite 291

Ehrlich, Dipl.-Ing., Düsseldorf. Wiederherstellung der Eisenbahnbrücken bei Hirson in Nordfrankreich. Ausgeführt von Hein, Lehmann & Co. A.-G., Düsseldorf . . . . . Seite 389

Ellerbeck, Regierungs- u. Baurat, Dr.-Ing., Berlin. Die neuen preußischen Hochbaubelastungsvorschriften . . . Seite 313

Engels, H. Dr.-Ing. E. h. C. O. Gleim †. Seite 631

Enyedi, Béla, Dr.-Ing. Statische Untersuchung des Stockwerkrahmens Seite 551* 613*

Escher, G., Dipl.-Ing., München. Neuere Wassertürme. Entwürfe und Ausführung von Gebr. Rank, München . . Seite 379*

— Neuere Wassertürme. Wasserturm für eine Fabrik in Baden. Entwurf und Ausführung von Gebr. Rank, München Seite 447*

Fechner, W., Dipl.-Ing., Bremen. Statisch bestimmte Kraftwirkungen im statisch unbestimmten System . . . Seite 334*

Foerster, M., Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h., Dresden. Deutsche Gesellschaft für das Bauingenieurwesen . . . . . Seite 281

— Einige Bemerkungen zur Hochschulreform. Zuschrift . . . . . Seite 273

— Geheimer Baurat Theodor Koehn † . Seite 97*

— Heft 43 und 44 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton . . . . . Seite 557

— Neuzeitliche Ausbildungen und Probebelastungen von Eisenbetonschleudermasten . . . . . Seite 70*

— Zur Reform des Hochschulstudiums der Bauingenieure . . . . . Seite 9

Fruchthändler, A., Dr.-Ing., Bremen. Zur Frage der Normalspannungen in Verbundkonstruktionen, insbesondere über höhere zulässige bei Verwendung von hochwertiger Eisen- bzw. Stahlbewehrung . . . . . Seite 664* 689*

Gaber, Oberbauinspektor Dr.-Ing., Mannheim. Ausführung und Kosten der Maasbrücken in Visé, Kriegsbahn Aachen—Tongeren . . . . . Seite 658* 682*

Graevell, Geh. Baurat, Breslau. Eine einfache Analyse des Brückenstaues mit vergleichendem Zahlenbeispiel . . . Seite 607

Graf, Otto, München. Versuche mit zwei Brückenträgern aus Eisenbeton, welche auf drei Punkten gelagert waren, und bei denen die Belastung außerhalb der Symmetrieebene wirkten. (Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Stuttgart) . . . Seite 215*

Grüning, Prof., Hannover. Versuche über Winddruck . . . . . Seite 39*

Haag, A., Ing., Nikolassee b. Berlin. Der Unterwassertunnelbau . . . . . Seite 499*

— Zur Frage der Ausführbarkeit tiefliegender Unterwassertunnel . . . . . Seite 620

Hartschen, G., Bauingenieur, Oberdollendorf a. Rh. Der Plattenbalken gleichmäßigen Querschnittes unter Berücksichtigung der Stegdruckkraft 235* Seite 441

Hauer, Robert, Dr.-Ing., Charlottenburg. Zur Frage des Hochschulstudiums, insbesondere der Bauingenieure Seite 305

— Zuschrift von Dr.-Ing. Karl Hoening Seite 674

Herzka, Leopold, Oberstaatsbahnrat Ingenieur, Wien. Balken mit stetig veränderlicher Höhe . . . . . Seite 348*

Hoepfner, K. A., Prof., Karlsruhe i. B. Begriff und Aufgaben des Städtebaues. Überblick über das Gebiet des Städtebaues und seine Aufgaben . . . . . Seite 21

— Der Bebauungsplan als Handhabe der Städtebaupolitik . . . . . Seite 508

Huber, Gebr., Breslau. Kaminkühler aus Eisenbeton. Ausgeführt für die Schlesische Aktien-Gesellschaft für Portland - Cement - Fabrikation zu Groschwitz b. Oppeln von der Firma Gebr. H. . . . . Seite 316*

Karig, Jul., Techn. Eisenbahn-Oberinspektor, Dresden. Die neuen Nietnormen . . . . . Seite 302*

Kleinlogel, Prof. Dr.-Ing., Darmstadt. Rohrleitungen für hohen Innendruck . Seite 284*

Knauff, P., Dipl.-Ing., Darmstadt. Der Leichtbeton und die Höchstleistungen bei der Errichtung großer Bauten . . Seite 450

— Neue Erfahrungen auf dem Gebiete des Straßenbaues in den Vereinigten Staaten von Nordamerika . . . . . Seite 539

Knoche, Heinz, Dipl.-Ing., Berlin. Der Ausbau des Rotterdamer Hafens auf dem rechten Maasufer . . . . . Seite 679*

Kriso, Julius, Dr.-Ing., beh. aut. Zivilingenieur, Assist. a. d. Lehrkanzel f. Brückenbau a. d. Techn. Hochschule in Graz. Beitrag zur ökonomischen Dimensionierung exzentrisch beanspruchter T-förmiger und rechteckiger Eisenbetonquerschnitte . . . . . Seite 296* 325*

Kulka, Hugo, Dr.-Ing., Hannover. Zweigleisige Eisenbahnbrücke für eine 75 cm-Bergbahn . . . . . Seite 208*

Kummer, Reg.-Baurat, Dresden. Die Entwicklung der großen Staudämme für Talsperren . . . . . Seite 636

Kunze, W., Reg.-Baumstr. Dr.-Ing., Privatdozent a. d. Techn. Hochschule Dresden. Beitrag zur Formgebung der Gewölbe, mit Tabellen zur Vorausberechnung der größten Randspannungen 75

749837

Seite

Kunze, W., Reg.-Baumstr., Dr.-Ing., Privatdozent a. d. Techn. Hochschule Dresden. Eine Eisenbetonbalkenbrücke über die Bregenzer Aache 19*
— Literaturschau.
27 55 89 123 153 184 241 275 306 335 370 404 429 454 478 515 541 454 478 515 541 565 596 621 647 671
— Talsperren mit Staukörpern aus Steinschüttungen und Steinpackungen (Trockenmauern). Bericht über die italienischen Ausführungen nach Mitteilungen von Prof. Luiggi. 612
— Wege- und Verkehrskongreß und -Ausstellung zu London 150
Kusenberg, J., Dipl.-Ing., Sterkrade Rhdl. Schwebefähren über den Riachuelo in Buenos-Aires 161*

Lewe, Dr.-Ing. Dr., Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin. Die Lösung des Pilzdeckenproblems durch Fouriersche Reihen 631
Liebold & Co., B., A.-G., Holzminden. Umbau der Unterführung der Kölner Straße am Hauptbahnhof Elberfeld . 355*
Linton, Otto, Professor des Eisen- u. Eisenbetonbaues a. d. Techn. Hochschule zu Stockholm. Eine weitgespannte Eisenbetonbrücke 439*
Löser, B., i. Fa. Kell & Löser, Dozent a. d. Techn. Hochschule Dresden. Die konstruktive Gestaltung der Eisenbetonbalken an den Auflagern . . . 46*
— Weitererörterung der vorstehenden Frage in der Aussprache mit Dr. Sonntag 600*, 625*
Luft, W., Dipl.-Ing., Vorstandsmitglied der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Düsseldorf. Eisenbetonschwimmkörper und ihre Verwendung bei Hafenbauten und Druckluftgründung sowie im Schiffbau 461* 490*

Maier, F., Dipl.-Ing., Karlsruhe i. B. Der derzeitige Stand des Eisenbetonschiffbaues in Nordamerika, Bericht nach Eng. News-Record 129*
Man, Werk Gustavsburg. Die Wiederherstellung der Maasbrücken bei Namur durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. 409*
— Verstärkung der Brücke über den Njemen bei Kowno durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. 40*
Mautner, Karl, Dr.-Ing., Privatdozent a. d. Techn. Hochschule Aachen. Beitrag zur Frage der Gebäudesicherung im Bergbausenkungsgebiet. 144*
Zuschrift hierzu. 542*
Mayer, Max, Dr.-Ing. Der Gedanke der „Wissenschaftlichen Betriebsführung" im deutschen Bauwesen. 53
Meisenhelder, Bauinspektor, i. Fa. Wayß & Freytag, A.-G., Neustadt a. d. Haardt. Verschiedene hervorragende, während des Krieges ausgeführte Eisenbetonbauten. Nach dem Vortrage auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins 1920 zu Berlin 610* 639*
Mertens, W., Dr.-Ing., Berlin. Über einheitliche technische Baupolizeibestimmungen. 232
Müllenhoff, A., Sterkrade. Einige Bemerkungen zur Hochschulreform. Zuschrift. 273
— Vorschläge für die englisch-amerikanischen Regelquerschnitte. Nach „Iron Age", 1. Juli 1920 595

Seite

Müller, Artur, Dr.-Ing., i. Fa. Carl Hanebeck, Dortmund. Hafenanlage am Kanalhafen Lübbecks in Westfalen. 249*
Müller, Georg, Reg.-Baumstr. a. D., Dr.-Ing., Berlin-Lankwitz. Über den Wert einer Brückenstatistik. 377*
— Schönheitliche Werturteile über Brücken 437*
—, Paul, Dr.-Ing. Zuschrift zu: Beitrag zur Frage der Gebäudesicherung im Bergbausenkungsgebiet 542

Neumann, Heinrich, Dr.-Ing. Ingenieur der Firma Josef Hoffmann u. Söhne G. m. b. H., Ludwigshafen a. Rh. Beitrag zur Berechnung der mehrfachen Rahmen. 170* 253*
Neustätter, Otto, Dr. Direktor der geschichtlichen Abteilung des Deutschen Hygiene-Museums, Dresden. Lehmbau im Altertum. 319*
— Zur Geschichte des Lehmbaues im Mittelalter und in der neueren Zeit 362* 396*

Petry, W., Reg.-Baumstr., Dr.-Ing., Obercassel (Siegkreis). Albert Brandt † 547*
— Aus den Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Nach dem Bericht auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 339
— Bericht über die Ergebnisse der Beschießung der Festungen Lüttich, Namur, Antwerpen und Maubeuge sowie des Forts Manonviller im Jahre 1914, mit besonderer Berücksichtigung des Verhaltens des Betons und Eisenbetons 65*
— Bericht über die 43. ordentliche Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.) 476
— Einwirkung von Öl auf Beton 338
— Einwirkung von Säuren und Salzen auf Beton. Hierzu Zuschrift . . 12 127
— Wiederaufbau Belgiens und Nordfrankreichs 151
Pichl, Ernst, Dr.-Ing., Ingenieur der Fa. Wayß & Freytag A.-G., Stuttgart. Zur Theorie unversteifter Rippenkuppeln 422* 528
Richtigstellung 568
Popper, Ernst, Dipl.-Ing., Hannover. Berechnung einer Prellbockkonstruktion aus Eisenbeton 645
Probst, E., Professor Dr.-Ing., Karlsruhe i. B. Aufgaben des Bauingenieurs. . . 1
— Auslandsmitteilungen 181*
— Die bautechnische Versuchsanstalt an der Techn. Hochschule in Karlsruhe . . 211*
— Mitteilungen aus dem Auslande. Allgemeine Wohnungsnot. Ein- und Auswanderung. — Reformbestrebungen in der Ingenieurerziehung 452
— Neue Methoden bei der Untersuchung von Beton und Eisenbeton. Arbeiten der neu errichteten bautechnischen Versuchsanstalt 547* 577*

Quietmeyer, Professor, Dr.-Ing., Hannover. Einfluß des Mörtels auf die Festigkeit des Mauerwerks 393

Rank, Jos., München. Neuere Kohlenlagerhäuser in Eisenbeton. Auszug aus dem Vortrag auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins zu Berlin. 538
Rein, Berlin-Lichterfelde. Eisenersparnis 571
Rüth, G., Dipl.-Ing., Privatdozent der Techn. Hochschule Darmstadt und beratender Ingenieur der Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G. Eisenbetonschwimmkörper und ihre Verwendung im Hafenbau sowie im Schiffbau 461* 490*

Seite

Schäfer, Hans, Dipl.-Ing., München. Der Verwaltungstechniker und das Studium a. d. Techn. Hochschule . . . 444
— Techniker und Verwaltung 366
Schaper, Geh. Baurat. Der zwischenstaatliche Wettbewerb für Entwürfe zu einer Eisenbahnbrücke über die Arstabucht bei Stockholm.
3* 33* 83* 104* 135* 175* 225* 259*
Scheibe, R., Finanz- u. Baurat a. D. Klotzsche b. Dresden. Die eiserne Hohlschwelle 514*
Schmieder, Ludwig, Oberingenieur, Heidelberg a. N. Neuere Bestrebungen im Kleinwohnhausbau 560
Schmuckler, Hans, Berlin-Frohnau. Fabrikneubau der Mühlenbauanstalt und Maschinenfabrik Gebr. Seck in Sporbitz bei Dresden. (Gesamtentwurf und Teilausführung: Breest & Co., Berlin.) 581*
Sonntag, Richard, Reg.-Baumstr. a. D. Dr.-Ing., Beratender Ingenieur: V. B. I., in Friedrichshagen bei Berlin. Die Entwicklung des Flugzeug- und Luftschiffhallenbaues 111
— Erfahrungen mit Holzkonstruktionen 509* 531*
— Stellungnahme zu der Löserschen Veröffentlichung über die Eisenaufbiegungen bei Eisenbetonbalken in der Aussprache mit Herrn Löser 566* 625*
Spangenberg, Dipl.-Ing., Direktor der A.-G. Dyckerhoff & Widmann in Dresden. Wassertürme aus Eisenbeton im mitteldeutschen Industriegebiet . . . 197*
Spindel, Staatsbahnrat, Innsbruck. Hochwertige Spezialzemente. Vortrag auf der 22. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins zu Nürnberg 1919 . . . . . 114*
Steuernagel, Reg.-Baumeister, Rheinbach (Regbz. Köln). Preisbildung im Bauingenieurwesen 655
Stürzenacker, Ministerialrat, Professor. Die Revolution des Bauwesens. Vortrag gehalten von — im Ausbildungskurs für badische Staatsbeamte auf dem Gebiete des Wohnungs- und Siedelungswesens 193

de Thierry, G. Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. 485

Volk, Geh. Baurat, Berlin. Der Mittellandkanal 268* 287*

Wanke, Josef, Dr. techn., Prag. Beitrag zur Bestimmung der Eigengewichtsspannungen von Bogenträgern 445*
Wansleben, F., Herne, Westfalen. Die Bemessung von Säulenfüßen und Zuganken 589*
Weiß, Rechtsanwalt Dr., Heidelberg. Rechtsfragen. 568, 603, 628, 697
Wernekke, Geh. Reg.-Rat, Mitglied des Reichs-Patent-Amtes, Berlin - Zehlendorf. Betonschiffe aus fertigen Teilen 122
— Der Bauingenieur und das Patentwesen 26
— Die französischen Eisenbahnen im Kriege 24
— Erdrutsch an der Südküste von England 52
Winterkamp, C., Dortmund. St. Vincent-Brücke bei Santos (Brasilien) . . 486*

SACHVERZEICHNIS.

Seite

Aachen, Gesellschaft von Freunden der Technischen Hochschule 540
Altertum, Lehmbau im —. Von Dr. Otto Neustätter 319*
Amerika, Neue Erfahrungen auf dem Gebiete des Straßenbaues in den Vereinigten Staaten von Nord-A. Von Dipl.-Ing. P. Knauff 539
Amerikanische Eisenbetonschiffe. Mitgeteilt von Dr.-Ing. C. Commentz. . 427*
Amerikanischen, Vorschläge für die englisch- — Regelquerschnitte. Nach „Iron Age". Von Müllenhoff . . . 595
Ankern, Die Bemessung von Säulenfüßen und Zug- —. Von Dipl.-Ing. F. Wansleben, Herne, Westfalen . . . 589*
Arstabucht, Der zwischenstaatliche Wettbewerb für Entwürfe zu einer Eisenbahnbrücke über die — bei Stockholm. Von Geh. Baurat Schaper, Berlin
3* 33* 83* 104* 135* 175 225* 259*
Aufgaben der Bautechnik in der Gemeindeverwaltung. Von Stadtbauinspektor Ehlgötz, Mannheim . . . 291
— des Bauingenieurs. Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 1
— Begriff und — des Städtebaues. Von Prof. K. A. Hoepfner, Karlsruhe i. B. 21
Auflagern, Die konstruktive Gestaltung der Eisenbetonbalken an den —. Von B. Löser, Dresden 46
Auslande, Mitteilungen aus dem — Allgemeines. Wohnungsnot. Ein- und Auswanderung. Reformbestrebungen in der Ingenieurerziehung. Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. . 452
Auslandsmitteilungen. Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. . 181*
Ausschusses, Aus den Arbeiten des Deutschen —. Nach dem Bericht von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 339
—, Heft 43 und 44 der Veröffentlichungen des Deutschen — für Eisenbeton. M. F. Foerster 557
—, Unfallstatistik des Deutschen — für Eisenbeton. Einsturz eines Eisenbetongerüstes. Von L. M. 55
Ausstellung, Wege- und Verkehrskongreß und — zu London. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 150

Balken mit stetig veränderlicher Höhe. Von Ingenieur Leopold Herzka, Wien 348*
Bauingenieur, Der — und das Patentwesen. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Zehlendorf 26
Bauingenieure, Reform des Hochschulstudiums der —. Von Geheimrat Dr.-Ing. M. Foerster, Dresden . . . 9
—, Zur Frage des Hochschulstudiums, insbesondere der —. Von Dr.-Ing. Robert Hauer, Charlottenburg . . 305
Bauingenieurs, Aufgaben des —. Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 1
Bauingenieurwesen, Die Deutsche Gesellschaft für —. Von G. de Thierry 485
—, Preisbildung im —. Von Regierungsbaumeister Steuernagel 655
Bauordnung, Zum Entwurfe einer — mit Erlaß des Staatskommissars für das Wohnungswesen vom 26. April 1919 Von Geheimrat Diestel, Dresden . 563

Seite

Baupolizei, Über einheitliche technische Bestimmungen der —. Von Dr.-Ing. W. Mertens, Berlin 232
Baustellen, Die Untersuchung des Untergrundes von — mittels physikalischer Messungen. Von Dr. Richard Ambronn, Göttingen 206*
Bautechnik, Aufgaben der — in der Gemeindeverwaltung. Von Stadtbauinspektor Ehlgötz, Mannheim . . . 291
Bautechnische, Die — Versuchsanstalt an der Technischen Hochschule in Karlsruhe. Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 211*
Bauwesen, Der Gedanke der „Wissenschaftlichen Betriebsführung" im deutschen —. Von Dr.-Ing. Max Mayer 53
Bauwesens, Die Revolution des —. Vortrag gehalten von Prof. Stürzenacker 193
— Deutsche Gesellschaft für das —. Von Geh. Hofrat Dr.-Ing. M. Foerster, Dresden 281
Bebauungsplan, Der — als Handhabe der Städtebaupolitik. Von Prof. K. A. Hoepfner, Karlsruhe i. B. 508
Begriff und Aufgaben des Städtebaues. Von Prof. K. A. Hoepfner, Karlsruhe i. B. 21
Beitrag zur Formgebung der Gewölbe mit Tabellen zur Vorausberechnung der größten Randspannungen. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 75
— zur Frage der Gebäudesicherung im Bergbausenkungsgebiete. Von Dr.-Ing. K. Mautner, Aachen 144*
Zuschrift hierzu von Dr.-Ing. P. Müller, Dortmund 542*
— zur Berechnung der mehrfachen Rahmen. Von Dr.-Ing. Heinrich Neumann, Ludwigshafen a. Rh. 170* 253*
— zur Berechnung der Pilzdecken. Von Dr.-Ing. Doeinck, Danzig 237*
— zur Bestimmung der Eigengewichtsspannungen von Bogenträgern. Von Dr. techn. Josef Wanke, Prag . . 445*
Belastungs, Die neuen preußischen Hochbau — vorschriften. Von Dr.-Ing. Ellerbeck, Berlin 313
Belgiens, Wiederaufbau — und Nordfrankreichs. Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel 151
Belgischer, Bericht über die Ergebnisse der Beschießung — und französischer Festungen im Jahre 1914, mit besonderer Berücksichtigung des Verhaltens des Betons und Eisenbetons 65*
Bemessung, Die — von Säulenfüßen und Zugankern. Von F. Wansleben, Herne, Westfalen 589*
Berechnung des Plattenbalkens gleichmäßigen Querschnittes unter Berücksichtigung der Stegdruckkraft. Von G. Hartschen, Oberdollendorf, . . 441
Ergänzung hierzu 235
—, Beitrag zur — der Pilzdecken. Von Dr.-Ing. Doeinck. Assistent a. d. Techn. Hochschule Danzig 237*
—, Beitrag zur — der mehrfachen Rahmen. Von Dr.-Ing. Heinrich Neumann, Ludwigshafen a. Rh. . . 170* 253*
—, Die — gleichmäßigen Querschnittes unter Berücksichtigung der Stegdruckkraft. Von G. Hartschen, Oberdollendorf a. Rh. 235*
Bergbahn, Zweigleisige Eisenbahnbrücke für eine 75 cm- —. Von Dr.-Ing. Hugo Kulka, Hannover . . . 208*
Bergbausenkungsgebiete, Beitrag zur Frage der Gebäudesicherung im —. Von Dr.-Ing. K. Mautner, Aachen . 144*
Zuschrift hierzu von Dr.-Ing. P. Müller, Dortmund 542*

Seite

Bericht über die Ergebnisse der Beschießung der Festungen Lüttich, Namur usw. mit besonderer Berücksichtigung des Verhaltens des Betons und Eisenbetons. Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel 65*
— über die 43. ordentliche Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.) . . 476
Beschießung, Bericht über die Ergebnisse der — der Festungen Lüttich usw. Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel 65*
Bestimmung, Beitrag zur — der Eigengewichtsspannungen von Bogenträgern. Von Dr. techn. Josef Wanke, Prag 445*
Bestimmungen, Über einheitliche technische Baupolizei —. Von Dr.-Ing. W. Mertens, Berlin 232
Beton, Bericht über die Arbeiten des Normenausschusses der Deutschen Industrie, Arbeitsausschuß für — und Eisenbeton. Von M. Bulnheim . . 331*
—, Einwirkung von Öl auf —. Von Dr.-Ing. W. Petry 338
—, Einwirkung von Säuren und Salzen auf —. Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel 12
Zuschrift hierzu von D. Nitzsche . . 127
—, Der Leicht — und die Höchstleistungen bei der Errichtung großer Bauten. Berichtet von Dipl.-Ing. P. Knauff. 450
—, Neue Methoden bei der Untersuchung von — und Eisenbeton. Von E. Probst, Karlsruhe 547* 577*
Betonschiffe aus fertigen Teilen. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin-Zehlendorf 122
Betriebsführung, Der Gedanke der Wissenschaftlichen Betriebsführung im deutschen Bauwesen. Von Dr.-Ing. Max Mayer 53
Bewehrung, Zur Frage der Normalspannungen in Verbundkonstruktionen, insbesondere bei hochwertiger Stahl-—. Von Dr.-Ing. A. Fruchthändler, Bremen 664* 689*
Bogenträgern, Beitrag zur Bestimmung der Eigengewichtsspannungen von —. Von Dr. techn. Josef Wanke, Prag 445*
Brandt †, Albert —. Von Dr. Petry 547*
Brasilien, St. Vincent-Brücke bei Santos —. Von C. Winterkamp, Dortmund 486*
Bregenzer, Eine Eisenbetonbalkenbrücke über die — Ache. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 19*
Brücke, Der zwischenstaatliche Wettbewerb für Entwürfe zu einer Eisenbahn — über die Arstabucht bei Stockholm. Von Geh. Baurat Schaper, Berlin 3* 33* 83* 104* 135* 175* 225* 259*
—, Eine Eisenbetonbalken — über die Bregenzer Ache. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 19*
—, Eine weitgespannte Eisenbeton- —. Von Prof. Otto Linton 439*
—, Hebung der Eisenbahn- — über den Allegheny-River bei Pittsburg um 4 m ohne Unterbrechung des Verkehrs. Von O. Bechstein 323*
—, St. Vincent- — bei Santos (Brasilien). Von V. Wintercamp, Dortmund . 486*
—, Verstärkung der — über den Njemen bei Kowno durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G. Werk Gustavsburg 40*
—, Zweigleisige Eisenbahn- — für eine 75 cm-Bergbahn. Von Dr.-Ing. Hugo Kulka, Hannover 208*
— bauten in Mexiko. Von Oberingenieur Dr. Deichmann, Münster i. W. . . 668*

Seite

Brücken, Schönheitliche Werturteile über —. Von Dr.-Ing. Müller, Berlin-Lankwitz 437*
—, Wiederherstellung der Eisenbahn- — bei Hirson in Nordfrankreich. Ausgeführt von Hein, Lehmann & Co. A.-G., Düsseldorf. Von Dipl.-Ing. Ehrlich, Düsseldorf 389*
—, Ausführung und Kosten der Maas- — in Visé, Kriegsbahn Aachen—Tongeren. Von Oberbauinspektor Dr.-Ing. Gaber, Mannheim 658* 682*
—, Wiederherstellung der Maas- — bei Namur durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg 409*
—, Über den Wert einer —-Statistik. Von Dr.-Ing. Georg Müller, Berlin-Lankwitz 377*
—, Versuche mit zwei —-Trägern aus Eisenbeton, welche auf drei Punkten gelagert waren, und bei denen die Belastungen außerhalb der Symmetrieebene wirkten. Von Otto Graf, Stuttgart 215*
Brückenstaues, Eine einfache Analyse des — mit vergleichendem Zahlenbeispiel. Von Geheimen Baurat Graevell, Breslau 607
Buenos-Aires, Schwebefähren über den Riachuelo in —. Von Dipl.-Ing. Kusenberg, Sterkrade, Rhld. . . . 161*

Dachbinder, Bemerkenswerte Montage schwerer — von 72 m Spannweite. Von O. Bechstein 360*
Dämme, Die Entwicklung der großen Stau- — für Talsperren. Von Reg.-Baurat Kummer, Dresden . . . 636
Decken, Beitrag zur Berechnung der Pilz- —. Von Dr.-Ing. Doeinck, Danzig 237*
Deckenproblems, Die Lösung des Pilz- — durch Fouriersche Reihen. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Privatdozent der Technischen Hochschule Berlin 631*
Deutsche, Die — Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Von G. de Thierry 485
— Gesellschaft für das Bauingenieurwesen. Von Geh. Hofrat Dr.-Ing. M. Foerster, Dresden 281
Deutschen, Aus den Arbeiten des — Ausschusses für Eisenbeton. Nach dem Bericht von Dr.-Ing. W. Petry auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 339
—, Heft 43 und 44 der Veröffentlichungen des — Ausschusses für Eisenbeton. M. Foerster 557
—, Unfallstatistik des — Ausschusses für Eisenbeton 55
Dimensionierung, Beitrag zur ökonomischen — exzentrisch beanspruchter T-förmiger und rechteckiger Eisenbetonquerschnitte. Von Dr.-Ing. J. Kriso, Graz 296* 325*
Donau, Der Rhein-Neckar- — -Kanal und die Neckarwasserkräfte. Von Baurat Böhmler, Mannheim . . 470* 503*
Druckluftgründung, Eisenbeton-schwimmkörper und ihre Verwendung bei Hafenbauten und — sowie im Schiffbau. Von Dipl.-Ing. W. Luft und Dipl.-Ing. G. Rüth . . . 461* 490*

Eigengewichtsspannungen, Beitrag zur Bestimmung der — von Bogenträgern. Von Dr. techn. Josef Wanke Prag 445*
Einheitliche, Über — technische Baupolizeibestimmungen. Von Dr.-Ing. W. Mertens, Berlin 232
Einwirkung von Säuren und Salzen auf Beton. Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel 12
Zuschrift hierzu von Dr. Nitzsche . 127
— von Öl auf Beton. Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel 338

Seite

Eisenbahnbrücken, siehe unter Brücken.
Eisenbahnen, Die französischen — im Kriege. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Zehlendorf 24
Eisenbaukunst, Von Baurat C. Bernhard, Berlin 15*
Eisenbeton, Aus den Arbeiten des Deutschen Ausschusses für —. Nach dem Bericht von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Verein 339
—, Berechnung einer Prellbockkonstruktion aus —. Von Dipl.-Ing. Ernst Popper, Hannover 645*
—, Bericht über die Arbeiten des Normenausschusses der Deutschen Industrie, Arbeitsausschuß für Beton und —. Von M. Bulnheim 331*
—, Heft 43 und 44 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für —. M. Foerster 557
—, Kaminkühler aus —. Ausgeführt für die Schlesische Aktien-Gesellschaft für Portland-Zement-Fabrikation zu Groschwitz b. Oppeln 316*
—, Neue Methoden bei der Untersuchung von Beton und —. Von E. Probst, Karlsruhe 547* 577*
—, Neuere Kohlenlagerhäuser in —. Auszug aus dem Vortrag von Jos. Rank, München, auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins zu Berlin 538
—, Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für — 55
—, Versuche mit zwei Brückenträgern aus —, welche auf drei Punkten gelagert waren. Von Otto Graf, Stuttgart 215*
—, Wassertürme aus — im mitteldeutschen Industriegebiet. Von Dipl.-Ing. Spangenberg, Dresden 197*
Eisenbetonbalken mit stetig veränderlicher Höhe. Von Ingenieur Leopold Herzka, Wien 348*
—, Die konstruktive Gestaltung der — an den Auflagern. Von B. Löser, Dresden 46*
Eisenbetonbalkenbrücke, Eine — über die Bregenzer Ache, unweit des Bodensees. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 19*
Eisenbetonbauten, Verschiedene hervorragende, während des Krieges ausgeführte —. Von Bauinspektor Meisenhelder, Neustadt a. d. Haardt 610* 639*
Eisenbetonbrücke, Eine weitgespannte —. Von Prof. Otto Linton, Stockholm 439*
Eisenbetonquerschnitte, Beitrag zur ökonomischen Dimensionierung exzentrisch beanspruchter T-förmiger und rechteckiger —. Von Dr.-Ing. J. Kriso, Graz 296* 325*
Eisenbetonschiffbaues, Der derzeitige Stand des — in Nordamerika. Bericht nach Eng. News-Record. Von Dipl.-Ing. F. Maier, Karlsruhe i. B. 129*
Eisenbetonschiffe, Amerikanische —. Mitgeteilt von Dr.-Ing. C. Commentz 427*
Eisenbetonschleudermasten, Neuzeitliche Ausbildungen und Probebelastungen von —. Von Geh. Hofrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden 70*
Eisenbetonschwimmkörper und ihre Verwendung bei Hafenbauten und Druckluftgründung sowie im Schiffbau. Von Dipl.-Ing. W. Luft und Dipl.-Ing. G. Rüth 461* 490*
Eisenersparnis. Von W. Rein, Berlin-Lichterfelde 571*
Eisenkonstruktionen für den Fabrikneubau der Mühlenbauanstalt und Maschinenfabrik Gebr. Seck in Sporbitz bei Dresden. (Gesamtentwurf und Teil-

Seite

ausführung: Breest & Co., Berlin.) Von Hans Schmuckler, Berlin-Frohnau 581*
Eiserne Brücke (St. Vincent-Brücke) bei Santos (Brasilien). Von C. Winterkamp, Dortmund 486*
—, Die — Hohlschwelle. Von Finanz- und Baurat a. D. Scheibe, Klotzsche bei Dresden 514*
Elberfeld, Umbau der Unterführung der Kölner Straße am Hauptbahnhof —. Ausgeführt von Liebold & Co., Holzminden . * . . . . . * . 355*
England, Erdrutsch an der Südküste von —. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Zehlendorf 52
Englisch-amerikanischen, Vorschläge für die — Regelquerschnitte. Nach „Iron Age". Von Müllenhoff . . . 595
Erdrutsch an der Südküste von England. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Zehlendorf 52
Erfahrungen mit Holzkonstruktionen. Von Dr.-Ing. Sonntag, Friedrichshagen b. Berlin 509* 531*
—, Neue — auf dem Gebiete des Straßenbaues in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Von Dipl.-Ing. P. Knauff 539
Erlaß, Zum Entwurfe einer Bauordnung mit — des Staatskommissars für das Wohnungswesen vom 26. April 1919. Von Geheimrat Diestel, Dresden . . 563
Ersparnis, Eisen- —. Von W. Rein, Berlin-Lichterfelde 571*
Exzentrisch, Beitrag zur ökonomischen Dimensionierung — beanspruchter T-förmiger und rechteckiger Eisenbetonquerschnitte. Von Dr.-Ing. J. Kriso, Graz 296* 325*

Fabrikneubau der Mühlenbauanstalt und Maschinenfabrik Gebr. Seck in Sporbitz bei Dresden. Von Schmuckler, Berlin-Frohnau 581*
Festigkeit, Einfluß des Mörtels auf die — des Mauerwerks. Von Prof. Dr.-Ing. Quietmeyer, Hannover 393
Festungen, Bericht über die Ergebnisse der Beschießung der belgischen —. Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel . 65*
Flugzeug-, Die Entwicklung des — und Luftschiffhallenbaues. Von Dr.-Ing. R. Sonntag, Friedrichshagen bei Berlin 111
Formgebung, Beitrag zur — der Gewölbe mit Tabellen zur Vorausberechnung der größten Randspannungen. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden . 75
Fourier, Die Lösung des Pilzdeckenproblems durch —sche Reihen. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin 631*
Frankreich, Wiederherstellung der Eisenbahnbrücken bei Hirson in Nord —. Von Dipl.-Ing. Ehrlich, Düsseldorf . 389*
Französischen, Die — Eisenbahnen im Kriege. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Zehlendorf 24
Französischer, Bericht über die Ergebnisse der Beschießung belgischer und — Festungen im Jahre 1914. Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel . . . 65*

Gebäudesicherung, Beitrag zur Frage der — im Bergbausenkungsgebiete. Von Dr.-Ing. K. Mautner, Aachen . 144*
Zuschrift hierzu von Dr.-Ing. P. Müller, Dortmund 542*
Gemeindeverwaltung, Aufgaben der Bautechnik in der —. Von Stadtbauinspektor Ehlgötz, Mannheim . . . 291
Generalversammlung, Bericht über die 43. ordentliche — des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.) 476
Geschichte, Beitrag zur — des Normal-Ziegelformates. Von M. Bulnheim . 143

Seite

Geschichte, Zur — des Lehmbaues im Mittelalter und in der neueren Zeit. Von Dr. Otto Neustätter. . 362* 396*
Gesellschaft von Freunden der Technischen Hochschule Aachen 540
—, Deutsche — für das Bauingenieurwesen. Von Geh. Hofrat Dr.-Ing. M. Foerster, Dresden 281
Gewölbe, Beitrag zur Formgebung der — mit Tabellen zur Vorausberechnung der größten Randspannungen. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden . . . 75
Gleim †, Dr.-Ing. E. h. C. O. —. Nachruf von H. Engels 631*
Groschwitz, Kaminkühler aus Eisenbeton der Firma Gebr. Huber, Breslau 316*

Hafenanlage am Kanalhafen Lübbecke in Westfalen. Von Dr.-Ing. Arthur Müller, Dortmund 249*
Hafenbauten, Eisenbetonschwimmkörper und ihre Verwendung bei — und Druckluftgründung sowie im Schiffbau. Von Dipl.-Ing. W. Luft . . . 461* 490*
Hafen, Der Ausbau des Rotterdamer —s auf dem rechten Maasufer. Von Dipl.-Ing. Heinz Knoche in Berlin . . . 679*
Hallen, Die Entwicklung des Flugzeug- und Luftschiff — -baues. Von Dr.-Ing. R. Sonntag, Friedrichshagen b. Berlin 111
Hebung der Eisenbahnbrücke über den Allegheny-River bei Pittsburg um 4 m ohne Unterbrechung des Verkehrs. Von O. Bechstein 323*
Hirson, Wiederherstellung der Eisenbahnbrücken bei — in Nordfrankreich. Von Dipl.-Ing. Ehrlich, Düsseldorf 389*
Hochbau, Die neuen preußischen — -Belastungsvorschriften. Von Dr.-Ing. Ellerbeck, Berlin 313
Hochbehälter, Ausführung neuerer Wasser- — für die Wasserwerkserweiterung der Stadt Pforzheim in Baden. Von Regierungsbaumeister Daur . . 165*
Hochschule, Der Verwaltungstechniker und das Studium an der Technischen —e. Von Dipl.-Ing. Hans Schäfer, München 444
—, Einige Bemerkungen zur —-Reform. Zuschriften von A. Müllenhoff-Sterkrade und von Geh. Hofrat Dr. M. Foerster, Dresden 273
Hochschulstudiums, Reform des — für Bauingenieure. Von Geh. Hofrat Dr. M. Foerster, Dresden 9
—, Zur Frage des — insbesondere der Bauingenieure. Von Dr.-Ing. Robert Hauer, Charlottenburg 305
Hochwertige Spezialzemente. Vortrag gehalten auf der 22. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins zu Nürnberg 1919. Von Staatsbaurat Spindel, Innsbruck 114*
Hochwertiger, Zur Frage der Normalspannungen in Verbundkonstruktionen, insbesondere bei Verwendung von — Bewehrung. Von Dr.-Ing. A. Fruchthändler, Bremen. 664* 689*
Höchstleistungen, Der Leichtbeton und die — bei der Errichtung großer Bauten. Berichtet von Dipl.-Ing. P. Knauff 450
Hohlschwelle, Die eiserne —. Von Finanz- und Baurat a. D. Scheibe, Klotzsche 514*
Holzkonstruktionen, Erfahrungen mit —. Von R. Sonntag, Friedrichshagen bei Berlin 509* 531*
Hüser, Alfred — 50 Jahre alt. (E. P.) . 621

Innendruck, Rohrleitungen für hohen —. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt 284*

Kaminkühler aus Eisenbeton. Ausgeführt von der Firma Gebr. Huber, Breslau 316*

Seite

Kanal, Der Mittelland- —. Von Geh. Baurat Volk, Berlin 268* 287*
— -Baupläne. Von Dr.-Ing. Deichmann, Münster i. W. 282
—, Hafenanlage am — -Hafen Lübbecke in Westfalen. Von Dr.-Ing. Arthur Müller, i. Firma Carl Hanebeck, Dortmund 249*
Karlsruhe, Die bautechnische Versuchsanstalt an der Technischen Hochschule in —. Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 211*
—, Arbeiten der neu errichteten bautechnischen Versuchsanstalt in —. Neue Methoden bei der Untersuchung von Beton und Eisenbeton. Von E. Probst 547* 577*
Kleinwohnhausbau, Neuere Bestrebungen im —. Von Oberbauinspektor Ludwig Schmieder, Heidelberg a.N. 560
Koehn†, Geheimer Baurat Theodor —. Von Dr.-Ing. M. Foerster 97*
Kölner Straße, Umbau der Unterführung der — am Hauptbahnhof Elberfeld. Ausgeführt von Liebold & Co., Holzminden 355*
Kohlenlagerhäuser, Neuere — in Eisenbeton. Auszug aus dem Vortrag von Jos. Rank, München auf der 23. Hauptversamlmung des Deutschen Beton-Vereins zu Berlin 538
Kosten, Ausführung und — der Maasbrücken in Visé, Kriegsbahn Aachen—Tongeren. Von Dr.-Ing. Gaber, Mannheim 658* 682*
Kowno, Verstärkung der Brücke über den Njemen bei — durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg 40*
Kraftwirkungen, Statisch bestimmte — unbestimmter Systeme. Von Dipl.-Ing. W. Fechner, Bremen 334*
Kriege, Die französischen Eisenbahnen im —. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Zehlendorf 24
Kuppel, Neu — -Baukonstruktionen. Von Oberingenieur Hans Badstein, Berlin 98*

Lehmbau im Altertum. Von Dr. Otto Neustätter, Dresden 319*
Lehmbaues, Zur Geschichte des — im Mittelalter und in der neueren Zeit. Von Dr. Otto Neustätter . . 362* 396*
Leichtbeton, Der — und die Höchstleistungen großer Bauten. Berichtet von Dipl.-Ing. P. Knauff 450
Leitungen, Rohr- — für hohen Innendruck. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt 284*
Literaturschau. Gesammelt und geordnet von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent a. d. Techn. Hochschule Dresden.
27 55 89 123 153 184 241 275 306 335 370 404 429 515 454 478 541 565 596 621 647 671
London, Wege- und Verkehrskongreß und -Ausstellung zu —. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 150
Lübbecke, Hafenanlage am Kanalhafen — in Westfalen. Von Dr.-Ing. Arthur Müller, Dortmund 249*
Luftschiff-, Die Entwicklung des Flugzeug- und — hallenbaues. Von Dr.-Ing. R. Sonntag, Friedrichshagen bei Berlin 111

Maasbrücken, Ausführung und Kosten der — in Visé, Kriegsbahn Aachen—Tongeren. Von Oberbauinspektor Dr.-Ing. Gaber, Mannheim . . . 658* 682*
— Die Wiederherstellung der — bei Namur durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg 409*

Seite

Mauerwerks, Einfluß des Mörtels auf die Festigkeit des —. Von Prof. Dr.-Ing. Quietmeyer, Hannover 393
Mehrfachen Rahmen, Beitrag zur Berechnung der — Von Dr.-Ing. Heinrich Neumann, Ludwigshafen a. Rh. 170* 253*
Mexiko, Brückenbauten in —. Von Oberingenieur Dr. Deichmann, Münster i. W. 668*
Mitteilungen aus dem Auslande. Allgemeines. — Wohnungsnot. — Ein- und Auswanderung. — Reformbestrebungen in der Ingenieurerziehung. Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 452
Mittellandkanal, Der —. Von Geh. Baurat Volk, Berlin 268* 287*
Mörtels, Einfluß des — auf die Festigkeit des Mauerwerks. Von Prof. Dr. Ing. Quietmeyer, Hannover . . . 393*
Montage, Bemerkenswerte — schwerer Dachbinder von 72 m Spannweite. Von O. Bechstein 360*

Namur, Die Wiederherstellung der Maasbrücken bei — durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg 409*
Neckar, Der Rhein- — Kanal und die Neckarwasserkräfte. Von Baurat Böhmler, Mannheim 470* 503*
Neuzeitliche Ausbildungen und Probebelastungen von Eisenbetonschleudermasten. Von Geh. Hofrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden 70*
Nietnormen, Die neuen —. Von Jul. Karig, Dresden 302*
Njemen, Verstärkung der Brücke über den — bei Kowno durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg 40*
Nordamerika, Der derzeitige Stand des Eisenbetonschiffbaues in —. Bericht nach Eng. News-Record. Von Dipl.-Ing. F. Maier, Karlsruhe i. B. 129*
Nordfrankreichs, Wiederaufbau Belgiens und —. Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel 151
Normal-, Beitrag zur Geschichte des — Ziegelformates. Von M. Bulnheim. 143
Normen, die neuen Niet- —. Von Jul. Karig, Dresden 302*
—, Bericht über die Arbeiten des —-Ausschusses der Deutschen Industrie, Arbeitsausschuß für Beton und Eisenbeton. Von M. Bulnheim 331*

Ökonomischen, Beitrag zur — Dimensionierung exzentrisch beanspruchter T-förmiger und rechteckiger Eisenbetonquerschnitte. Von Dr.-Ing. J. Kriso, Graz 296* 325*
Öl, Einwirkung von — auf Beton. Von Dr.-Ing. W. Petry 338

Patentbericht. 61 95 127 159 189 246 278 310 343 374 406 458 482 520 545 569 603 629 677 700
Patentwesen, Der Bauingenieur und das —. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Zehlendorf 26
Pforzheim, Ausführung neuerer Wasserhochbehälter für die Wasserwerkserweiterung der Stadt — in Baden. Von Regierungsbaumeister Daur, Pforzheim i. B. 165*
Physikalischer, Die Untersuchung des Untergrundes von Baustellen mittels — Messungen. Von Dr. Richard Ambronn, Göttingen. 206*
Pilzdecken, Beitrag zur Berechnung der —. Von Dr.-Ing. Doeinck, Danzig 237*
Pilzdeckenproblems, Die Lösung des — durch Fouriersche Reihen. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin 631*

Seite

Pittsburg, Hebung der Eisenbahnbrücke über den Allegheny-River bei — um 4 m ohne Unterbrechung des Verkehrs. Von O. Bechstein 323*
Plattenbalken, Bemessung der — gleichmäßigen Querschnittes unter Berücksichtigung der Stegdruckkraft. Von Bauingenieur G. Hartschen, Oberdollendorf a. Rh. 235*
Ergänzung hierzu 441
Portlandzement-, Bericht über die 43. ordentliche Generalversammlung des Vereins Deutscher — Fabrikanten (E. V.) 476
Preisbildung im Bauingenieurwesen. Von Regierungsbaumeister Steuernagel . 655
Prellbock-, Berechnung einer — konstruktion aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Ernst Popper, Hannover . . 645*
Preußischen, Die neuen — Hochbaubelastungsvorschriften. Von Dr.-Ing. Ellerbeck, Berlin 313
Probebelastungen, Neuzeitliche Ausbildungen und — von Eisenbetonschleudermasten. Von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. M. Foerster 70*

Querschnitte, Beitrag zur ökonomischen Dimensionierung exzentrisch beanspruchter T-förmiger und rechteckiger Eisenbeton- —. Von Dr.-Ing. J. Kriso, Graz 296* 325*
—, Vorschläge für die englisch-amerikanischen Regel- —. Nach „Iron Age", 1. Juli 1920. Von Müllenhoff . . . 595
Querschnittes, Bemessung des Plattenbalkens gleichmäßigen — unter Berücksichtigung der Stegdruckkraft. Von G. Hartschen, Oberdollendorf a. Rh. 235*
Ergänzung hierzu 441

Rahmen, Beitrag zur Berechnung der mehrfachen —. Von Dr.-Ing. Heinrich Neumann, Ludwigshafen a. Rh. 170* 253*
Rahmens, Statische Untersuchung des Stockwerk- —. Von Dr.-Ing. Béla Enyedi 551* 613*
Rechtsfragen. Von Rechtsanwalt Dr. Weiß, Heidelberg . . . 568 603 628 697
Reform des Hochschulstudiums für Bauingenieure. Von Geheimrat Dr.-Ing. M. Foerster, Dresden 9
—, Einige Bemerkungen zur Hochschul—. Zuschriften von A. Müllenhoff-Sterkrade und von Geh. Hofrat Dr. M. Foerster 273
Regelquerschnitte, Vorschläge für die englisch-amerikanischen —. Nach „Iron Age", 1. Juli 1920. Von Müllenhoff 595
Reihen, Die Lösung des Pilzdeckenproblems durch Fouriersche —. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin 631*
Revolution, Die — des Bauwesens. Vortrag von Ministerialrat Stürzenacker 193
Rhein-, Der Rhein-Neckar-Donau-Kanal und die Neckarwasserkräfte. Von Baurat Böhmler, Mannheim 470* 503*
Rheinische, Der — Traß und andere Tuffsteine aus dem Laacher-See-Gebiet. Von Geh. Bergrat Dr. R. Brauns, Bonn 345 385
Rippenkuppeln, Zur Theorie unversteifter —. Von Dr.-Ing. Ernst Pichl, Stuttgart 422* 528*
Eine Richtigstellung 568
Rohrleitungen für hohen Innendruck. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt 284
Rotterdam, Der Ausbau des —er Hafens auf dem rechten Maasufer. Von Dipl.-Ing. Knoche, Berlin 679*

Seite

Säulenfüßen, Die Bemessung von — und Zugankern. Von Ing. F. Wansleben, Herne, Westfalen 589*
Säuren, Einwirkung von — und Salzen auf Beton. Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel 12
Zuschrift hierzu von Dr. Nitzsche . 127
Salzen, Einwirkung von Säuren und — usw. 12
Zuschrift 127
Santos, St. Vincent-Brücke bei — (Brasilien). Von C. Winterkamp, Dortmund 486*
Schiffbau, Eisenbetonschwimmkörper und ihre Verwendung bei Hafenbauten und Druckluftgründung sowie im —. Von Dipl.-Ing. W. Luft und Dipl.-Ing. G. Rüth 461* 490*
Schiffbaues, Der derzeitige Stand des Eisenbeton- — in Nordamerika. Berichtet nach Eng. News-Record. Von Dipl.-Ing. F. Maier, Karlsruhe i. B. 129*
Schiffe, Beton- — aus fertigen Teilen. Mitgeteilt von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin-Zehlendorf 122
—, Amerikanische Eisenbeton- —. Mitgeteilt von Dr.-Ing. C. Commentz. . 427*
Schleudermasten, Neuzeitliche Ausbildungen und Probebelastungen von Eisenbeton- —. Von Geh. Hofrat Dr.-Ing. M. Foerster, Dresden . . 70*
Schönheitliche Werturteile über Brükken. Von Dr.-Ing. Müller, Berlin-Lankwitz 437*
Schwebefähren über den Riachuelo in Buenos-Aires. Von Dipl.-Ing. Kusenberg, Sterkrade Rhld. 161*
Schwelle, Die eiserne Hohl- —. Von Finanz- und Baurat a. D. Scheibe, Klotzsche 514*
Schwimmkörper, Eisenbeton- — und ihre Verwendung bei Hafenbauten und Druckluftgründung sowie im Schiffbau. Von Dipl.-Ing. W. Luft und Dipl.-Ing. G. Rüth 461* 490*
Seck, Fabrikneubau der Mühlenbauanstalt Gebr. — in Sporbitz bei Dresden. Von Hans Schmuckler, Berlin-Frohnau 581*
Spannungen, Zur Frage der Normal- — in Verbundkonstruktionen, insbesondere bei Verwendung von hochwertiger Bewehrung. Von Dr.-Ing. A. Fruchthändler, Bremen 664* 689*
Speicher, Steigerung der Wasserkraftausnützung an Flüssen durch die Anlage eines einzigen Tages —s oberhalb der am weitesten flußaufwärts gelegenen Wasserkraftanlage. Von Baurat Böhmler, Mannheim 523*
Spezialzemente, Hochwertige —. Von Staatbahnrat Spindel, Innsbruck . 114*
Städtebaues, Begriff und Aufgaben des —. Von Prof. K. A. Höpfner, Karlsruhe i. B. 21
Städtebaupolitik, Der Bebauungsplan als Handhabe der —. Von Prof. K. A. Hoepfner, Karlsruhe i. B. 508
Statisch bestimmte Kraftwirkungen im statisch unbestimmten System. Von Dipl.-Ing. W. Fechner, Bremen . . 334*
Statische Untersuchung des Stockwerkrahmens. Von Dr.-Ing. Béla Enyedi 551* 613*
Statistik, Über den Wert einer Brükkenstatistik. Von Dr.-Ing. G. Müller, Berlin-Lankwitz 377*
Stau, Eine einfache Analyse des Brücken—es mit Zahlenbeispiel. Von Geheimen Baurat Graevell, Breslau 607
Staudämme, Die Entwicklung der großen — für Talsperren. Von Reg.-Baurat Kummer, Dresden 636
Staukörpern, Talsperren mit — aus Steinschüttungen und Steinpackungen (Trockenmauern). (Italienische Ausführungen.) Von Dr. Kunze, Dresden 612*

Seite

Stegdruckkraft, Bemessung des Plattenbalkens gleichmäßigen Querschnittes unter Berücksichtigung der —. Von O. Hartschen, Oberdollendorf a. Rh. 235*
Ergänzung hierzu 441
Steigerung der Wasserkraftausnützung an Flüssen durch die Anlage eines einzigen Tagesspeichers oberhalb der am weitesten flußaufwärts gelegenen Wasserkraftanlage. Von Baurat Böhmler, Mannheim 523*
Stockholm, Der zwischenstaatliche Wettbewerb für Entwürfe zu einer Eisenbahnbrücke über die Arstabucht bei —. Von Geh. Baurat Schaper, Berlin 3* 33* 83* 104* 135* 175* 225* 259*
Stockwerkrahmens, Statische Untersuchung des —. Von Dr.-Ing. Béla Enyedi 551* 613*
Straßenbaues, Neue Erfahrungen auf dem Gebiete des — in den Vereinigten Staaten Nordamerika. Von Dipl.-Ing. P. Knauff. 539
Studium, Der Verwaltungstechniker und das — an der Technischen Hochschule. Von Dipl.-Ing. Hans Schäfer, München 444
Studiums, Zur Frage des Hochschul- —, insbesondere der Bauingenieure. Von Dr.-Ing. Robert Hauer, Charlottenburg 305

Tabellen, Beitrag zur Formgebung der Gewölbe mit — zur Vorausberechnung der größten Randspannungen. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden . . . 75
Tagesspeichers, Steigerung der Wasserkraftausnützung an Flüssen durch die Anlage eines einzigen —. Von Baurat Böhmler, Mannheim 523*
Talsperren, Die Entwicklung der großen Staudämme für —. Von Reg.-Baurat Kummer, Dresden 636
— mit Staukörpern aus Steinschüttungen und Steinpackungen (Trockenmauern). (Italienische Ausführungen.) Von Dr. W. Kunze 612*
Techniker und Verwaltung. Von Dipl.-Ing. Hans Schäfer, München . . 366
— Der Verwaltungs- — und das Studium an der Technischen Hochschule. Von Dipl.-Ing. Hans Schäfer, München 444
Theorie, Zur — unversteifter Rippenkuppeln. Von Dr.-Ing. Ernst Pichl, Stuttgart 422* 528*
Richtigstellung hierzu 568
Traß, Der Rheinische — und andere Tuffsteine aus dem Laacher-See-Gebiet. Von Geh. Bergrat Dr. R. Brauns, Bonn 345 385
Trockenmauern, Talsperren mit Staukörpern aus Steinschüttungen und Steinpackungen (—). (Italienische Ausführungen.) Von Dr. Kunze, Dresden 612*
Tunnelbau, Der Unterwasser- —. Von Dr.-Ing. A. Haag, Nikolassee . . . 499*

Umbau der Unterführung der Kölner Straße am Hauptbahnhof Elberfeld. Ausgeführt von Liebold & Co., Holzminden 355*
Unbestimmten, Statisch bestimmte Kraftwirkungen im statisch — System. Von Dipl.-Ing. W. Fechner, Bremen 334*
Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 55
Unterführung, Umbau der — der Kölner Straße am Hauptbahnhof Elberfeld. Ausgeführt von Liebold & Co., Holzminden 355*
Untergrundes, Die Untersuchung des — von Baustellen mittels physikalischer Messungen. Von Dr. Richard Ambronn, Göttingen 206*
Untersuchung, Neue Methoden bei der — von Beton und Eisenbeton. Von E. Probst, Karlsruhe. 547 577*

Seite

Unterwassertunnel, Der —bau. Von Dr.-Ing. A. Haag, Nikolassee . . . 499*
— Zur Frage der Ausführbarkeit tiefliegender —. Von A. Haag 620
Unversteifter, zur Theorie — Rippenkuppeln. Von Dr.-Ing. Ernst Pichl 422* 528*
Hierzu eine Richtigstellung 568

Veränderlicher, Balken mit stetig — Höhe. Von Ing. Leopold Herzka, Oberstaatsbahnrat, Wien 348*
Verbundkonstruktionen, Zur Frage der Normalspannungen in —, insbesondere bei Verwendung von hochwertiger Bewehrung. Von Dr.-Ing. A. Fruchthändler, Bremen . . . 664* 689*
Vereinigten Staaten, Neue Erfahrungen auf dem Gebiete des Straßenbaues in den — — von Nordamerika. Von Dipl.-Ing. P. Knauff 539
Verkehrs, Wege- und — -Kongreß und Ausstellung zu London. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze 150
Verstärkung der Brücke über den Njemen bei Kowno durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A.-G. Werk Gustavsburg 40*
Versuche über Winddruck. Von Prof. Grüning, Hannover 39*
— mit zwei Brückenträgern aus Eisenbeton, welche auf drei Punkten gelagert waren, und bei denen die Belastungen außerhalb der Symmetrieebene wirkten. Von Otto Graf, Stuttgart 215*
Versuchsanstalt, Die bautechnische — an der Technischen Hochschule in Karlsruhe. Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 211*
Verwaltung, Techniker und —. Von Dipl.-Ing. Hans Schäfer, München 366
Verwaltungs-, Der — Techniker und das Studium an der Technischen Hochschule. Von Dipl.-Ing. Hans Schäfer, München 444

Seite

Vincent-, St. — Brücke bei Santos (Brasilien). Von C. Winterkamp, Dortmund 486*
Visé, Ausführung und Kosten der Maasbrücken in —, Kriegsbahn Aachen—Tongeren. Von Oberbauinspektor Dr.-Ing. Gaber, Mannheim 658* 682*
Vorausberechnung, Beitrag zur Formgebung der Gewölbe mit Tabellen zur — der größten Randspannungen. Von Dr.-Ing. W. Kunze 75*
Vorschriften, Die neuen preußischen Hochbaubelastungs- —. Von Dr.-Ing. Ellerbeck, Berlin 313
Vortrag, Die Revolution des Bauwesens. — gehalten von Ministerialrat und Prof. Stürzenacker im Ausbildungskurs für badische Staatsbeamte auf dem Gebiete des Wohnungs- und Siedelungswesens 193
Vortrag, Hochwertige Spezialzemente. — gehalten auf der 22. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins zu Nürnberg 1919. Von Staatsbahnrat Spindel, Innsbruck 114*

Wasserhochbehälter, Ausführung neuerer — für die Wasserwerkserweiterung der Stadt Pforzheim i. B. Von Regierungsbaumeister Daur, Pforzheim i. B. 165*
Wasserkraft-, Steigerung der — Ausnützung an Flüssen durch die Anlage eines Tagesspeichers 523*
Wassertürme aus Eisenbeton im mitteldeutschen Industriegebiet. Von Dipl.-Ing. Spangenberg, Dresden . . . 197*
—, Neuere —. Entwürfe und Ausführungen der Firma Gebr. Rank, München. Von Dipl.-Ing. G. Escher, München 379*
Wasserturm für eine Fabrik in Baden. Entwurf und Ausführung von Gebr. Rank, München. Von Dipl.-Ing. G. Escher, München 447*

Seite

Wasserwerkserweiterung, Ausführung neuerer Wasserhochbehälter für die — der Stadt Pforzheim. Von Regierungsbaumeister Daur, Pforzheim 165*
Wege- und Verkehrskongreß u. -Ausstellung zu London. Von Dr.-Ing. W. Kunze 150
Weitgespannte, Eine — Eisenbetonbrücke. Von Prof. Otto Linton, Stockholm 439*
Werturteile, Schönheitliche — über Brücken. Von Regbmstr. a. D. Dr.-Ing. Müller, Berlin-Lankwitz 437*
Wettbewerb, Der zwischenstaatliche — für Entwürfe zu einer Eisenbahnbrücke über die Arstabucht bei Stockholm. Von Geh. Baurat Schaper, Berlin 3* 33* 83* 104* 135* 175* 225 259*
Wiederaufbau Belgiens und Nordfrankreichs. Von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel 151
Wiederherstellung der Eisenbahnbrücken bei Hirson in Nordfrankreich. Ausgeführt von Hein, Lehmann & Co. A.-G., Düsseldorf. Von Dipl.-Ing. Ehrlich, Düsseldorf 389*
—, Die — der Maasbrücken bei Namur durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg . 409*
Winddruck, Versuche über —. Von Prof. Grüning, Hannover 39*
Wissenschaftlichen, Der Gedanke der — Betriebsführung im deutschen Bauwesen. Von Dr.-Ing. Max Mayer . . 53
Wohnhausbau, Neuere Bestrebungen im Klein- —. Von Oberbauinspektor Ludwig Schmieder, Heidelberg a.N. 560
Wohnungswesen, Zum Entwurfe einer Bauordnung mit Erlaß des Staatskommissars für das — vom 26. April 1919. Von Geheimrat Diestel, Dresden . . 563

Ziegel-, Beitrag zur Geschichte des Normal- — formates. Von M. Bulnheim, Baupolizeikommissar 143
Zweigleisige Eisenbahnbrücke für eine 75 cm-Bergbahn. Von Dr.-Ing. Hugo Kulka, Hannover 208*

VERZEICHNIS DER KURZEN MITTEILUNGEN USW.

Kurze technische Berichte usw.

Amerika, Neuartiges Verfahren bei einer Brunnengründung in Nord- —. (Knauff) 698
Amerikanische Bahn- und Wegunterführungen aus Eisenbeton (Gl.) 601
Apennin, Ein Staubecken mit Erddamm im nördlichen —. (Kunze) 676
Asbest, Deutscher — 186
Asphaltpflaster auf eigenartiger Holzunterlage für die Fahrbahn von Brükken Bechstein 372
Aufbiegungen, Eisenbeton-Fachwerkstheorie, Bestimmung der schrägen —, Ermittelung der Hauptzugspannungen. Erörterungen über diese Fragen zwischen Regierungsbaumeister Dr. Sonntag und Dozent B. Löser
Zuschriften Löser 600* 652*
„ Sonntag 568* 625*
Ausschuß für Versuche im Eisenbau (R.) 372
Ausstellung, Wegekongreß und — für Straßenbauwesen (Kze.) 457
Australien, Bewässerungspläne in — (Gl.) 481

Bahnen, Hafenbauten für die Malayischen Staats- —. (Gläsel) 699*
Bau der Brücke über das Höllentor in NewYork 308
Zuschrift 543
— einer Eisenbetonbrücke von 122 m Stützweite (Kze.) 481
Bau einer Eisenbetonhalle aus fertigen Gliedern (Kunze) 518*
— einer Kaimauer auf einer Betonpfahlgründung in Gent. (Kze.) 431*
— einer 2 engl. Meilen langen Seemauer bei Galveston (Vereinigte Staaten). (Kunze) 244
Baumaschinen, Kleine — zur Wasserkrafterschließung. (Reindl) 126
Baupolizeiliche Erklärung über Feuerfestigkeit usw. (Feigell) 457
Baustein, Ein neuer ungebrannter —. (Kze.) 246
Bausteine, Gasschlacken- —. (Kze.) . 373
Baustoffrage, Die — in Frankreich. (Kze.) 187
Bericht über die Arbeiten des Normenausschusses der Deutschen Industrie. (Bulnheim) 650
Bestimmungen, Neue — über die Anmeldung von Patenten 93
Beton, Die Wirkung von Heizölen auf —. (Dr. A. Guttmann) 542
—, Die Verwendung von Granitschotter zu — für starke erhitzte Bauten. (Kze.) 186
—, Einwirkung von Kohle auf —. (W.P.) 516
— Wanderversammlung des Deutschen —-Vereins vom 15.—18. September 1920 in München. (W. P.) 599
— zur Wärmeaufspeicherung. (Kze.) . 31
Betons, Verhalten des — im Seewasser 431
Betonbaus, 25 Jahre im Dienste des deutschen —. (P.) 91
Betonpfahlgründung, Bau einer Kaimauer auf einer — in Gent. (Kze.) . 431
Bewässerungspläne in Australien. (Gläsel) 481
— — in Mesopotamien. (Gläsel) . . . 518
Brechstange, Die — auf Rädern. (O. B.) 431
Brücke, Bau einer Eisenbeton- — von 122 m Stützweite. (Kze.) 481
—, Der Bau der — über das Höllentor in NewYork 308
Zuschrift 543

—, Eigenartige Gestaltung einer Fußgänger —. (Kze.) 432
Brücken, Asphaltpflaster auf eigenartiger Holzunterlage für die Fahrbahn von —. (O. B.) 372
Brunnen, Neuartiges Verfahren bei einer — -Gründung Nord-Amerikas. (Knauff) 698
Buenos-Aires, Wasserturm gegen Feuersgefahr für das Verwaltungsgebäude des „Consejo Nacional de Educasion" in —. (Wegener) 245

Damm durch die Meerenge zwischen der Insel Singapore und dem Festlande (Halbinsel Malakka). (Gl.) 601
—, Ein Staubecken mit Erd- — im nördlichen Apennin. (Kunze) 676*
Deutscher Asbest. 186
Druckleitungsrohre, Über Eisenbeton- —. (Kunze.) 518
Druckwasserleitungen, Hölzerne — in Norwegen. (Kze.) 602

Seite

Einsturz, Zum — der Moselbrücke bei Wehlen. (Petry) 125
Eisenbahn-Oberbau für starken Verkehr schwerer Züge über schlechten Untergrund. (Bechstein) 628*
Eisenbahnpläne, Englische — in Persien. (Kze.) 245
Eisenbahn-, Bau zweier Vogesen- — strecken. (Kze.) 543
—, Die Teuerung und das Bauwesen bei den Schweizerischen Bundes- — en. (Kze.) 543
Eisenbau, Ausschuß für Versuche im —. (R.) 372
Eisenbau-, Die 16. ordentliche Hauptversammlung des Deutschen — verbandes 673
Eisenbeton, Amerikanische Bahn- und Wegeunterführungen aus —. (Gl.) . 601
—, Schiffskörper aus — für einen Greifbagger. (Gläsel) 480*
—, Schwimmer in —. (Knauff) . . . 456
—, Umlegung eines Schornsteins aus —. (Knauff) 480*
Eisenbetonbau, Vorbilder aus dem —. (B.) 405
Eisenbetonbrücke, Bau einer — von 122 m Stützweite. (Kze.) 481
Eisenbetondruckleitungsrohre. (Kunze) 518
Eisenbeton-Fachwerkstheorie, Bestimmung der schrägen Aufbiegungen, Ermittelung der Hauptzugspannungen. Erörterungen über diese Fragen zwischen Regierungsbaumeister Dr. Sonntag und Dozent B. Löser.
Zuschriften Sonntag 568* 625*
„ Löser 600* 652*
Eisenbeton-, Leckausbesserung eines — frachtschiffes mit dem Mörtelspritzverfahren. (Kunze) 698
Eisenbetonhalle, Bau einer — aus fertigen Gliedern. (Kunze) 518*
Eisenkonstruktionen, Die elektrische Schweißung bei —. (K.) 457
Elektrische Nietwärmöfen. (Co.) . . 517
—, Die — Schweißung bei Eisenkonstruktionen. (K.) 457
Englische Eisenbahnpläne in Persien. (Kze.) 245
Erddamm, Ein Staubecken mit — im nördlichen Apennin. (Kunze) 676*
Erhitzte, Die Verwendung von Granitschotter zu Beton für starke — Bauten. (Kze.) 186

Fachwerkstheorie, Eisenbeton- —, Bestimmung der schrägen Aufbiegungen, Ermittelung der Hauptspannungen. Erörterungen über diese Fragen zwischen Regierungsbaumeister Dr. Sonntag und Dozent B. Löser.
Zuschriften Sonntag 568* 625*
„ Löser 600* 652*
Fahrbahn, Asphaltpflaster auf eigenartiger Holzunterlage für die — von Brücken. (O. B.) 372
Feuerfestigkeit, Baupolizeiliche Erklärung über — usw. (Feigell) . . 457
Frankreich, Die Baustoffrage in —. (Kze.) 187
—, Einführung des Meter-Tonnen-Sekunden-Systems in —. (Kze.) . . . 185
— hat Deutschland als Eigentümer der größten Eisenerzvorräte abgelöst (Kze.) 93
Fußgängersteges, Eigenartige Gestaltung eines —. (Kze.) 432*

Galveston, Bau einer 2 engl. Meilen langen Seemauer bei — (Vereinigte Staaten). (Kunze) 244
Gasschlacken-Baustein. (Kze.) . . . 373
Gent, Bau einer Kaimauer auf einer Betonpfahlgründung in —. (Kze.) . . 431*

Seite

Gerüsts, Anwendung eines freitragenden — für eine Wölbbrücke von 35 m Spannweite (Howe-Träger). (Kze.) . 627*
Gittermetalle 602
Granitschotter, Die Verwendung von — zu Beton für starke erhitzte Bauten (Kze.) 186
Greifbagger, Schiffskörper aus Eisenbeton für einen —. (Gläsel) 480*
Gründung, Eine Pfahl- — mit Pfählen bis 61 m Länge im offenen Wasser. (Kze.) 628
—, Neuartiges Verfahren bei einer Brunnen- — Nord-Amerikas. (Knauff) 698

Hafenbautechnischen, Tagung der — Gesellschaft in Hamburg 623
—, 2. ordentliche Hauptversammlung der — Gesellschaft 520
Hafenbauten für die Malayischen Staatsbahnen. (Gläsel) 699*
Halle, Bau einer Eisenbeton- — aus fertigen Gliedern. (Kunze) 518*
Hamburg, Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in —. 623
—, 2. ordentliche Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft — . 520
Hauptversammlung, Die 16. ordentliche — des Deutschen Eisenbau-Verbandes 673
Hauptzugspannungen, Eisenbeton-Fachwerkstheorie, Bestimmung der schrägen Aufbiegungen, Ermittelung der —. Erörterungen über diese Fragen zwischen Regierungsbaumeister Dr. Sonntag und Dozent B. Löser.
Zuschriften Löser 600* 652*
„ Sonntag 568* 625*
Heimstättenbau, Über — in Schlackensandsteinen. (Kunze) 481
Heizölen, Die Wirkung von — auf Beton. (Guttmann) 542
Hochofengase, Die Ausnutzung der — zur Kohlensäuredüngung. (Kze.) . . 58
Hochofenschlacke, Neue Untersuchungen über den Zerfall der —. (Kunze) 156
Hochschulfragen. (Hoening) . . . 674
Hookeschen, Ungültigkeit des — Gesetzes. (M.) 309
Höllentor, Der Bau der Brücke über das — in NewYork 308
Zuschrift 543
Hölzerne Druckwasserleitungen in Norwegen. (Kze.) 602
Holzfachwerk, Ein Kranarm aus —. (Kunze) 700
Holzfaserbildung in einem gebrochenen Schraubenbolzen. (Bohny) . . 243
Howe-Träger, Anwendung eines freitragenden Gerüstes für eine Wölbbrücke von 35 m Spannweite —. (Kze.) . 627*
Hudson, Plan eines Zwillingstunnels unter dem — zwischen NewYork und New Jersey. (Kunze) 480

Industrie, Bericht über die Arbeiten des Normenausschusses der Deutschen —. (Bulnheim) 652

Kabelwerke, Deutsche — A.-G., Berlin-Lichtenberg 93
Kaimauer, Bau einer — auf einer Betonpfahlgründung in Gent. (Kze.) . 431*
Kalksandsteinen, Straßenpflasterung aus —. (Kze.) 601
Kanals, Der Betrieb des Panama- —. (Knauff) 627
—, Die Erneuerung und Umgestaltung des Rhein-Rhône- —. (Kunze) . . 456*
Kohle, Einwirkung von — auf Beton. (W. P.) 516
Kohlensäuredüngung, Die Ausnutzung der Hochofengase zur —. (Kze.) 58

Seite

Kranarm, Ein — aus Holzfachwerk. (Kunze) 700

Leckausbesserung eines Eisenbetonfrachtschiffes mit dem Mörtelspritzverfahren. (Kunze) 698

Malakka, Fahrdamm durch die Meerenge zwischen der Insel Singapore und dem Festlande (Halbinsel) —. (Gl.) 601*
Malayischen, Hafenbauten für die — Staatsbahnen. (Gläsel) 699*
Maßsystem, Einführung des Meter-Tonnen-Sekunden-Systems in Frankreich. —. (Kze.) 185
Mauerziegel, Normen für — (Backsteine) 93
Mesopotamien, Bewässerungspläne in —. (Gläsel) 518*
Metalle, Gitter- — 602
Modell, Eine Anregung zur Untersuchung von Tragwerks- — en. (Malinka) 699
Moselbrücke, Zum Einsturz der — bei Wehlen. (Petry) 125

NewYork, Der Bau der Brücke über das Höllentor in — 308*
Zuschrift 543
Niet-, Elektrische — wärmöfen. (Co.) 517
Normen für Mauerziegel (Backsteine) . 93
Normenausschuß 276
Normenblätter 59
Norwegen, Hölzerne Druckwasserleitungen in —. (Kze.) 602
Notgemeinschaft, Die Not und die — der deutschen Wissenschaft. (Foerster) 649

Oberbau, Eisenbahn- — für starken Verkehr schwerer Züge über schlechten Untergrund. (Bechstein) 628*
Ölschiefer, Preßsteinerzeugung aus — 277

Panamakanals, Der Betrieb des —. (Knauff) 627
Persien, Englische Eisenbahnpläne in —. (Kze.) 245
Pfahlgründung, Eine — mit Pfählen bis 61 m Länge im offenen Wasser. (Kze.) 628*
Pflasterung, Straßen — aus Kalksandsteinen. (Kze.) 601
Pläne, Bewässerungs — in Australien. (Gl.) 481
— — in Mesopotamien. (Gläsel) . . 518*
Plan eines Zwillingstunnels unter dem Hudson zwischen NewYork und New Jersey. (Kunze) 480
Preßsteinerzeugung aus Ölschiefer . 277

Rhein-Rhône-Kanal, Die Erneuerung und Umgestaltung des —. (Kunze) 456*
Rohre, Über Eisenbetondruckleitungs — (Kunze) 518

Sandtöpfe. (M.) 186
Schiffes, Leckausbesserung eines Eisenbetonfracht- — mit dem Mörtelspritzverfahren. (Kunze) 698
Schiffskörper aus Eisenbeton für einen Greifbagger. (Gläsel) 480*
Schlackensandsteinen, Über Heimstättenbau in —. (Kunze.) 481
Schornstein, Umlegung eines — aus Eisenbeton. (Knauff) 480
Schrauben, Versuche über die durch Schwellennägel und — aufgenommene Kraft. (M.) 309
Schraubenbolzen, Holzfaserbildung in einem gebrochenen —. (Bohny) . . 243
Schweizerischen, Die Teuerung und das Bauwesen bei den — Bundes-Bahnen. (Kze.) 543
Schweißung, Die elektrische — bei Eisenkonstruktionen. (K.) 457

Seite
Schwellennägel, Versuche über die durch — und Schrauben aufgenommene Kraft. (M.) 309
Schwimmer in Eisenbeton. (Knauff) 456
Seewasser, Verhalten des Betons im — 431
Singapore, Fahrdamm durch die Meerenge zwischen der Insel — und dem Festlande (Halbinsel Malakka). (Gl.) . 601*
Spundwände, Dichte sehr steifer, aber verhältnismäßig dünner —. (O. B.) . 372*
Staubecken mit Erddamm im nördlichen Apennin. (Kunze) 676*
Steges, Eigenartige Gestaltung eines Fußgänger- — (Kze.) 432*
Steinerner, Unterhaltungskosten — Brücken. (M.) 373
Straßenbauwesen, Wegekongreß und Ausstellung für —. (K.) 457
Straßenpflasterung aus Kalksandsteinen. (Kze.) 601
Straßenverkehrs- und Wegebaufragen (Kunze) 430

Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Hamburg 623
Teuerung, Die — und das Bauwesen bei den Schweizerischen Bundes-Bahnen. (Kze.) 543
Tiddemann, Das neue Warnungssignal der Great-Eastern-Bahn, System —. (Kze.) 404
Treppen, Beanspruchung einseitig unterstützter —. (Eggenschwyler) . 93
Tunnel, Plan eines Zwillings- — unter dem Hudson zwischen NewYork und New Jersey. (Kunze) 480

Umlegung eines Schornsteins aus Eisenbeton. (Knauff) 480
Unterführungen, Amerikanische — aus Eisenbeton. (Gl.) 601
Unterhaltungskosten steinerner Brücken. (M.) 373
Untersuchungen, Neue — über den Zerfall der Hochofenschlacke. (Kunze) 156

Versuche, Ausschuß für — im Eisenbau. (R.) 372
— über die durch Schwellennägel und Schrauben aufgenommene Kraft. (M.) 309
Vogesen, Bau zweier — bahnstrecken. (Kze.) 543

Wärmeaufspeicherung, Beton zur —. (Kze.) 31
Wanderversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 15.—18. September 1920 in München. (W. P.) . . . 599
Warnungssignal, Das neue — der Great-Eastern-Bahn (System Tiddemann). (Kze.) 404
Wasserkrafterschließung, Kleine Baumaschinen zur —. (Reindl) . . 126
Wasserstraßen, Für den weiteren Ausbau der bayrischen —. (K.) 457
Wasserturm gegen Feuersgefahr für das Verwaltungsgebäude des „Consejo Nacional de Educasion" in Buenos-Aires. (Wegener) 245
Wegebau- und Straßenverkehrsfragen. (Kunze) 430
Wegekongreß und Ausstellung für Straßenbauwesen. (K.) 457
Wehlen, Zum Einsturz der Moselbrücke bei —. (Petry) 125
Wissenschaft, Die Not und die Notgemeinschaft der deutschen — 649
Wölbbrücke, Anwendung eines freitragenden Gerüsts für eine — von 35 m Spannweite (Howe-Träger). (Kze.) . 627*
Wohnungsgesetz, Das neue —. (Weiß) 675

Zement, Wie ist gekaufter — zu prüfen? (rd.) 95

Wirtschaftliche Mitteilungen,
Standesnachrichten, Vereinsnachrichten usw.

Seite
Architekten-, 45. Abgeordnetenversammlung des Verbandes deutscher — und Ingenieurvereine 544
Ausstellung, Mitteldeutsche — Magdeburg 1921 482

Bau- und Siedlungsmesse 432
Baubetrieb, Forschungsgesellschaft für den wirtschaftlichen — 277
Bauingenieurwesen, Mitgliederversammlung der deutschen Gesellschaft für — 519
Baupolizeibeamten, Die Vereinigung der höheren technischen — Deutschlands 158 342
Baustoffen, Bekanntmachung, betr. Freigabe von — bzw. Verwendung nicht freigegebener Baustoffe (Feigell) 310 520
Bauzuschüsse, Die Wohnhaus- — in England (Kze.) 676
Berufungen.
G. Kapsch 95
Direktor Spangenberg 277
Dr.-Ing. W. Schachenmeier . . . 482
Betonvereins, Tagesordnung für die 23. Hauptversammlung des Deutschen — am 5., 6. und 7. Mai 1920, vormittags 9½ Uhr im Gartensaal des Zoologischen Gartens, Berlin 187
Betriebsrätegesetz, Aus dem — . . . 188

Doktor-Ingenieure ehrenhalber
Möller, Krey, Faber 602
Böhmler, Gelpke, Kupferschmid, de Thierry 602
Hüser, Bilfinger 654
Birk, Gollnow, Wolle 700
Melan, Offermann, Ottmann, Richert, Schmick 700
Donauschiffahrt, Die österreichische — nach dem Kriege. (Kze.) 156

Eisenbeton, Verwendung von — beim Wiederaufbau der Handelsflotte (B.) . 676
Eisenbetonwettbewerb, Staatlicher — in Holland. (B.) 602
Eisenerzvorräte, Frankreich hat Deutschland als Eigentümer der größten — abgelöst. (Kze.) 93
Eisenpreise, Mitteilungen und Bekanntmachungen über Veränderungen der — 94, 157, 374, 406, 458, 482 519 654
Elektrifizierung, Die — der Mont-Cenis-Linie 602
England, Die Lage der Ziegelfabrikation in —. (Kunze) 277
—, Preise für Brückenbaueisen in — . . 519
—, Die erhöhte Roheisen- und Stahlerzeugung — 519
—, Die Wohnhaus-Bauzuschüsse in — (Kze.) 676
— Patentanmeldungen in — (Wk.) . . 677
Entente-, Die deutschen Ingenieure gegen — willkür 481
Erhöhung, Die — der patentamtlichen Gebühren 543

Fenster, Gründung eines Reichsverbandes der Hersteller schmiedeeiserner — 545
Forschungsgesellschaft für den wirtschaftlichen Baubetrieb 277
Frankfurter, Mitteilungen über die — Messe. (Hoepfner) 405
Freigabe, Bekanntmachung betr. — von Baustoffen bzw. Verwendung nicht freigegebener Baustoffe. (Feigell) 310 520

Gebühren-, Anerkennung der — Ordnung 1920 durch die Gerichte 654
Gebühren, Die Erhöhung der patentamtlichen — 543
Gebührenordnung, Die — der Architekten und Ingenieure 188
Gebühren-, Zuschläge zu den Stundensätzen der — ordnung für Architekten und Ingenieure 1920 544
Generalversammlung, 43. ordentliche — des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten E. V. 343

Handelsflotte, Verwendung von Eisenbeton beim Wiederaufbau der — . . . 676
Holland, Staatlicher Eisenbetonwettbewerb in —. (B.) 602
Holzbauindustrie, Zusammenschluß der — 95
Holzbauingenieure, Über die Tagung deutscher — des Deutschen Holzbau-Vereins 343

Industrie, Die Kohlennot der — . . . 127
—, Durch welche Mittel muß die deutsche — den Veränderungen ihrer Produktionsbedingungen Rechnung tragen? (Kze.) 126
Ingenieure, Die deutschen — gegen Ententewillkür 481
Ingenieurvereine, 45. Abgeordnetenversammlung des Verbandes deutscher Architekten- und — 544

G. Kapsch, Berufung von — 95
Kohlennot der Industrie 127
Kundgebung der deutschen Ingenieure gegen Ententewillkür 481

Leipzig, Die Technische Messe in — im Herbst 1920 310
—, Frühjahrs-Mustermesse — 32
Magdeburg, Mitteldeutsche Ausstellung — 1921. (B.) 482
Messe, Bau- und Siedlungs- — . . . 432
—, Die Technische — in Leipzig im Herbst 1920 310
—, Mitteilungen über die Frankfurter —. (Hoepfner) 405
—, Frühjahrs-Muster- — Leipzig . . . 32
Mont-Cenis-, Die Elektrifizierung der — -Linie 602
Oberrhein-, Entscheidung des Preisgerichts beim — Wettbewerb. (E. P.) . 544
Österreich, Warnung vor dem technischen Studium in — 158
Österreichische, Die — Donauschiffahrt nach dem Kriege. (Kze.) . . 156
—, Die — Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 310
Patentamtlichen, Die Erhöhung der — Gebühren 543
Patentanmeldungen in England (Wk) 677
Patenten, Die verlängerte Schutzdauer von —. (Wernekke) 373
—, Neue Bestimmungen über die Anmeldung von — 92
Portland-Cement-, 43. ordentliche Generalversammlung des Vereins Deutscher — Fabrikanten E. V. 343
Preisgerichts, Entscheidung des — beim Oberrhein-Wettbewerb. (E. P.) 544
Preisveränderungen, Mitteilungen und Bekanntmachungen über — betr. Zement 93, 94, 157, 189, 519
—, Mitteilungen und Bekanntmachungen über — betr. Eisen 94, 157, 374, 406, 458, 482, 519 654
Produktionsbedingungen, Durch welche Mittel muß die deutsche Industrie den Veränderungen ihrer — Rechnung tragen? (Kze.) 126

Roheisen-, Die erhöhte — und Stahlerzeugung Englands 519
Roheisenpreise, Die Erhöhung der — am 1. 4. 1920. (Vgl. weiter unter „Preis"!) 374

Schachenmeier, Prof. Dr.-Ing. W., Berufung von — 482
Schiffahrt, Die österreichische Donau— nach dem Kriege. (Kze.) 156
Schulwesen, Der Deutsche Ausschuß für Technisches — 127

Seite

Siedlungsmesse, Bau- und — . . . 432
Spangenberg, Berufung von Direktor — 277
Stahl-, Die erhöhte Roheisen- und — erzeugung Englands 519
Stahlwerksverband, Der — 1918/19 (Frankf. Ztg.) 58
Standesfragen. (Wiesner) 126
Studium, Warnung vor dem technischen — in Österreich 158

Tagesordnung für die 23. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 5., 6. und 7. Mai 1920, Berlin . . 187
Tagung, Über die — deutscher Holzbauingenieure des Deutschen Holzbau-Vereins 343
Technische, Die — Messe in Leipzig im Herbst 1920 310
Technischen, Warnung vor dem — Studium in Österreich 158
Technischer Zweckverband 32
Technisches, Der Deutsche Ausschuß für — Schulwesen 127

Verbandes, Gründung eines Reichs- — der Hersteller schmiedeeiserner Fenster 545
Vereines, 43. ordentliche Generalversammlung des — Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten E. V. 343
Vereinigung, Die — der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands 158 342
Verkehrsausschuß, Der Deutsche Technisch-Wirtschaftliche — 277
Versammlung, Abgeordneten- — des Verbandes Deutscher Architekten und Ingenieure 432
—, 2. ordentliche Haupt- — der Hafenbautechnischen Gesellschaft 520
—, 45. Abgeordneten- — des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieurvereine 544
—, Mitglieder- — der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 519
Verwaltungsbeamten, Die Vorbildung unserer — 59

Wettbewerb, Entscheidung des Preisgerichts beim Oberrhein- —. (E. P.) . 544
—, Staatlicher Eisenbeton- — in Holland. (B.) 602
Wiederaufbau, Verwendung von Eisenbeton beim — der Handelsflotte (B.) 676
Wirtschaftlichen, Forschungsgesellschaft für den — Baubetrieb 277
Wohnhaus-Bauzuschüsse in England. (Kze.) 676
Wolle, Fa. Rudolf —, 25 Jahre im Dienste des deutschen Betonbaus. (P.) . . . 91

Zement, Wie ist gekaufter — zu prüfen? 95
Zementpreise, Mitteilungen und Bekanntmachungen über die Veränderungen der — 93, 94, 157, 189, 519
Zementverteilung 156
Ziegelfabrikation, Die Lage der — in England. (Kunze) 277
Zusammenschluß der Holzbauindustrie 95
Zweckverband, Technischer 32

Gerichtliche Entscheidungen.

Seite

Abnahme, Beginn der Verjährung beim Werkvertrag: Begriff der — eines Werkes 568
—, Begriff der — eines Bauwerkes; Verjährung der Mängelhaftung 603
Abwässer, Haftung der Stadtgemeinde für die durch — des von ihr betriebenen Gaswerks verursachte Verunreinigung eines Flusses 189

Bahnstationen, Zufuhrstraßen zu —. Beleuchtungspflicht (rd.) 32
Bau, Was unter einem — zu verstehen ist (rd.) 246
Baugeldgeber, Der — als Bauherr im Sinne der Rechtsprechung des Reichsversicherungsamtes 406
Bauherr, Der Baugeldgeber als — im Sinne der Rechtsprechung des Reichsversicherungsamtes 406
Bautechniker nicht ohne weiteres Vertreter des Bauherrn 628
Bauverträgen, Die Beeinflussung von — durch die Revolution 59
Zuschriften hierzu 189 278
Bauzeichnungen, Sind — und Vorentwürfe vom Besteller zu bezahlen, wenn sie vom Bauamt nicht genehmigt werden? 628
Beleuchten, Pflicht des Bauunternehmers, Verkehrshindernisse trotz der durch den Krieg geschaffenen Petroleumknappheit bei Dunkelheit ausreichend zu — 158
Beleuchtungspflicht, Zufuhrstraßen zu Bahnstationen (rd.) 32
Berufung, Ist es zulässig, telegraphisch — einzulegen? (rd.) 406
Besetzten Gebiete, Unzulässigkeit der öffentlichen Klagezustellung an eine im — Deutschlands wohnende Partei (rd.) 60
Betriebsunfalles, Zur Begriffsbestimmung des — (rd.) 433

Einsturz, Haftung des Bauunternehmers für den durch — einer fehlerhaft konstruierten Mauer verursachten Unfall (rd.) 60
Enteignung eines Grundstückes zu Kanalzwecken (rd.) 32

Fluß-Verunreinigung, Haftung der Stadtgemeinde für die durch Abwässer des von ihr betriebenen Gaswerks verursachte — 189

Gerüst, Haftung für das Bau- — . . 603
Geschäftsgeheimnisse, Inwieweit begründet die dem angestellten Ingenieur bei seinem Engagement auferlegte Schweigepflicht über Gewerbe- und — dessen Recht zur Zeugnisverweigerung über Patentverletzungen (rd.) 433
Gesundheitsschädigung, Haftpflicht der Gemeinde wegen — von Gemeindeangehörigen durch bleihaltiges Leitungswasser 433

Haftpflicht der Gemeinde wegen Gesundheitsschädigung von Gemeindeangehörigen durch bleihaltiges Leitungswasser 433
Haftung der Bahn bei Eindringen von Regenwasser durch undichte Wagendächer 158
— der Stadtgemeinde für die durch Abwässer des von ihr betriebenen Gaswerks verursachte Verunreinigung eines Flusses 189
— des Bauunternehmers für den durch Einsturz einer fehlerhaft konstruierten Mauer verursachten Unfall (rd.) . . 60
— des Inhabers einer Wasserleitung für die durch fahrlässig verschuldetes Zufrieren und Platzen des Rohres entstandenen Schäden 568
—, Einschränkung der — der Spediteure nichtig 628
— für das Baugerüst 603
—, Mängel- — des Unternehmers beim Werkvertrag 603

Klagezustellung, Unzulässigkeit der öffentlichen — an eine im besetzten Teile Deutschlands wohnende Partei (rd.) 60
Kosten, Versprechen eines Architekten, daß die — eines Baues eine bestimmte Höhe nicht überschreiten würden (rd.) 432
Krankengeld, Wann endet der Anspruch des Unfallverletzten gegen die Krankenkasse auf Gewährung von —? (rd.) 520
Kündigungsfrist bei unwirtschaftlicher Nutzung eines Steinbruchs . . . 603

Lieferungsmöglichkeit vorbehalten, Was ist unter dieser Klausel zu verstehen? (rd.) 520

Mängelhaftung, Verjährung der — . 603
— des Unternehmers beim Werkvertrag 603

Patents, Die Rechte des Inhabers des älteren — gegenüber dem Inhaber des jüngeren (rd.) 246
Patentverletzungen, Inwieweit begründet die dem angestellten Ingenieur bei seinem Engagement auferlegte Schweigepflicht über Gewerbe- und Geschäftsgeheimnisse dessen Recht zur Zeugnisverweigerung über — (rd.) . 433
Revolution, Die Beeinflussung von Bauverträgen durch die — 59
Zuschriften hierzu 189 278

Schadenersatzanspruch, Berechtigter — des Unternehmers von Bauarbeiten gegen einen Maurermeister . . . 93
Schadenersatzansprüchen, Die gewöhnliche Verjährung bei — auf Grund eines Werkvertrages 569
Schweigepflicht, Inwieweit begründet die dem angestellten Ingenieur bei seinem Engagement auferlegte — über Gewerbe- und Geschäftsgeheimnisse dessen Recht zur Zeugnisverweigerung über Patentverletzungen (rd.) 433
Spediteure, Einschränkung der Haftung der — nichtig 628
Straßenaufgrabungen, Sorgfaltspflicht der Gemeinde bei Anlage und Überwachung von — 603

Techniker und Verwaltung (Sch.) . . 278
Telegraphisch, Ist es zulässig, — Berufung einzulegen? (rd.) 406

Überschreiten, Versprechen eines Architekten, daß die Kosten eines Baues eine bestimmte Höhe nicht — würden (rd.) 432
—, Wesen des „Architektenvertrages" — der Voranschlagssumme 569
Überwachung, Sorgfaltspflicht der Gemeinde bei Anlage und — von Straßenaufgrabungen 603
Unfallverletzten, Wann endet der Anspruch des — gegen die Krankenkasse auf Gewährung von Krankengeld? (rd.) 520
Unfallversicherung, Zur Frage der — jugendlicher Personen (rd.) 60

Verjährung, Beginn der — beim Werkvertrag: Begriff der „Abnahme" eines Werkes 568
—, Begriff der Abnahme eines Bauwerkes; — der Mängelhaftung 603
—, Die gewöhnliche — bei Schadenersatzansprüchen auf Grund eines Werkvertrages 569
Verkehrshindernisse, Pflicht des Bauunternehmers, — trotz der durch den Krieg geschaffenen Petroleumknappheit bei Dunkelheit ausreichend zu beleuchten 158
Verwaltung, Techniker und — (Sch.) 278
Voranschlagssumme, Wesen des „Architektenvertrages" — Garantie für Einhaltung der — 569
Vorentwürfe, Sind Bauzeichnungen und — vom Besteller zu bezahlen, wenn sie vom Bauamt nicht genehmigt werden? 628

Zufuhrstraßen zu Bahnstationen. — Beleuchtungspflicht (rd.) 32

Bücherbesprechungen.

Seite

Baritsch, K. Baurat, und Windolf, Dr.-Ing. P., Hamburgs Hafen und der Wiederaufbau der deutschen Wirtschaft. H. Engels 630
Bazali, M., Bauing. Tabellen zur schnellen Bestimmung der Momente, Querkräfte und Stützendrücke sowie zum Auftragen der Einflußlinien. Dr.-Ing. W. Kunze 344
Beetz, M., Baue Dir selbst. K. A. Hoepfner 31
Bericht über die Tätigkeit des Materialprüfungsamtes Berlin - Lichterfelde-West während des Betriebsjahres 1918 Dr. Kunze 248
Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Bauteile usw. M. Foerster . 279
Betonkalender. Taschenbuch für den Beton- und Eisenbetonbau. M. Foerster 630
Bleich, Fr., Formeln und Tabellen für den Eisenbau nebst den wichtigsten Hochbauvorschriften und Brückenverordnungen Preußens und Österreichs. Rein 376
Blum, Dr. jur. R., Die Rechtskunde des Ingenieurs. Rechtsanwalt Dr. Weiß . 312
Böttcher, Dipl.-Ing. W., Hamburgs Hafen. H. Engels 702
Bormann, J. Die Einführung des Taylorsystems in laufende Betriebe. Dr.-Ing. Max Mayer 678
Bortsch, Dr. techn. R., Der Kreuzblock, keine Ersatzbauweise. Dr. W. Kunze 630
Brandes, Dr.-Ing. Untersuchungen über die Theorie des Dreigelenkrahmens mit hochliegendem Zugband und über seine praktische Verwendbarkeit. Beyer . 436
Brandt, M. Die Arbeit als Grundlage für die innerstaatlich-soziale Wirtschaftsneuordnung. E. Probst . . 160
Brinkhaus, P., Ing. Das Rohrnetz städtischer Wasserwerke. K. A. Hoepfner 312
— Anlagen zur Gewinnung von natürlichem und künstlichem Grundwasser. Obering. u. Privatdozent Dr.-Ing. Heilmann 435

Demag-Taschenbuch 1920. Preßluft für Steinbruch und Tiefbau. Dr. W. Kunze 630
Deutsche Gesellschaft für Volksbäder. Das Volksbad. K. A. Hoepfner . . . 280
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Neue Veröffentlichungen. Heft 43 und 44. M. Foerster 570
Deutsch-technische Auslandszeitschrift. M. Foerster 248
Domke, O., und Mautner, K. W. Handbuch für Eisenbeton. M. Foerster . . 570

Egerer, Dr.-Ing. H., Ingenieur-Mechanik. M. Foerster 64
Ellerbeck, Dr.-Ing. Erläuterungen zu den preußischen Hochbaubelastungsvorschriften 1919 unter besonderer Berücksichtigung der Bestimmungen über Knicksicherheit. M. Foerster . . . 407
Engelhardt, A., Kreisbaumeister. Der Lehmbau. M. Foerster 436
Emperger, Handbuch für Eisenbeton. II. Aufl. X. Band. M. Foerster . 570

Feuerstein, Dr.-Ing. Th., Das wirtschaftliche Gefüge der Eisenbetonbauunternehmung. M. Foerster . . . 63
Foerster, Max, Geh. Hofrat, Prof. Dr.-Ing. e. h. Taschenbuch für Bauingenieure. Prof. Spangenberg . . . 546
Föppl, Dr. Dr.-Ing., August, und Dr. Ludwig, Drang und Zwang. H. Marcus 606
Gehler, Dr.-Ing. W. Der Rahmen. II. Auflage. M. Foerster 64

Seite

Gerbel, M., Baurat, Ing. Kraft- und Wärmewirtschaft in der Industrie. E. Lewicki 654
Große Verkehrs- und Handelskarte von Süddeutschland und Österreich. M. Foerster 436
Günther, K., Direktionsrat. Sicherung einer Zuglast auf einer zweigleisigen Bahnlinie mit Streckenblockeinrichtung. Geheimrat Lucas 190
Guttmann, Dr. A. Die Verwendung der Hochofenschlacke im Baugewerbe. M. Foerster 63

v. Hanffstengel, Prof., Dipl.-Ing. C., Technisches Denken und Schaffen. E. Probst 408
Hausen, Dipl.-Ing., O. Ausgeführte Eisenbetonkonstruktionen. E. Probst 62
Herbst, E. Für Menschheitskultur gegen Wirtschaftsanarchie, Umsturz und Spießertum. E. Probst 160
—. Der Taylorismus als Hilfe in unserer Wirtschaftsnot. E. Probst 248

Isay, H., Dr., Rechtsanwalt. Das juristische Denken und seine Bedeutung für die Erziehung des Technikers. Rechtsanwalt Dr. Weiß 460

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. 2. Bd. 1919 H. Engels 459

Kapferer, Dipl.-Ing. W. Tabellen der Maximalquerkräfte und Maximalmomente durchlaufender Träger mit 2, 3 und 4 Öffnungen verschiedener Weite bei gleichmäßig verteilter Belastung. Dr.-Ing. W. Kunze 408
Kaufmann, Dipl.-Ing. G. Tabellen für Eisenbetonkonstruktionen. E. Probst 248
Keel, C. F. Das Azetylen im Automobilbetrieb. Prof. Wawrziniok 192
Kersten, C. Der Eisenbetonbau, ein Leitfaden für Schule und Praxis. M. Foerster 570
— Der Eisenhochbau, ein Leitfaden für Schule und Praxis. M. Foerster 606
Kirchhoff, H., Wirkl. Geh. Rat Dr. Zur Neuordnung des deutschen Verkehrswesens. Lucas 279
Kollmar, Dr.-Ing. A. Auflager und Gelenke. Dr. W. Kunze 190
Kosmann, Dr. phil. H. B. Die technische Verwendung des Kalkes. E. Probst 248
Kuball, Dr.-Ing. H. Zweigelenkrahmen aus Eisenbeton mit Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmoments. Dr.-Ing. W. Kunze 522
Kummer, Dr. W. Die Energieverteilung für elektrische Bahnen. Wentzel . 702

Lucas, Prof. G. Der Tunnel. Anlage und Bau. Prof. Dr.-Ing. Ammann . . . 408
Lufft, E., Regierungsbaumeister. Druckverhältnisse in Silozellen. B. Löser . 191

Märkle, Chr., Baumeister. Heubachs Tabelle über den Kubikinhalt der im Baugewerbe gebräuchlichen Schnitt-, Kant- und Rundhölzer. M. Foerster 606
Matschoß, C. Beiträge zur Geschichte der Technik und Industrie. Dr. W. Kunze 279
—. Ein Jahrhundert deutscher Maschinenbau. Dipl.-Ing. Franz Wiener 160
Melan, Dipl.-Ing., Dr. h. c. J. Der Brückenbau. M. Foerster 64
Min. d. öff. Arb. Musterbeispiele zu den Bestimmungen für Ausführung von Bauten aus Eisenbeton. E. Probst . 63
Mörsch, Dr.-Ing. e. h. E. Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung W. Petry 191

Seite

Müller, A. H., Regierungsbaumstr. a. D. Organisation des Ausbaues der Wasserkräfte. H. Engels 311
Müller, G., Dr.-Ing. Über neue Formen von Hochbrücken bei tiefliegendem Gelände. Müllenhoff 312
Zuschrift zu der Besprechung von Müllenhoff 522
Müller, G., Dr.-Ing. Über zeichnerische Auswertung wirtschaftsstatistischen Nachrichtenstoffes. E. Probst . . . 248
Müller, Prof., Dr.-Ing. R. Gedanken zum Ausbau der Hochschulen. M. Foerster 160

Neuburger, Dr. A. Die Technik des Altertums. E. Probst 128
Neumann, Paul. Welche gesetzlichen Bestimmungen und Richtlinien sind bei der Herstellung von Bauprojekten gewerblicher Anlagen zu beachten? K. A. Hoepfner 460

Österr. Ingenieur- u. Architekten-Verein. Berichte des Trägertypenausschusses. M. Foerster 31
Oldenbourg, R. Schlomann-Oldenbourg illustrierte Wörterbücher. E. Probst 160
Otto, Paul, Dr. Technischer Literaturkalender. E. Probst 606

Petersen, Prof. R., Die Gestaltung der Bogen im Eisenbahngleise. Gläsel . 702
Petry, W., Reg.-Baumstr., Dr.-Ing. Zur Frage des Eisenbetonschiffbaues. M. Foerster 436
Preuß, M., Prof., und Stache, O., Bauing. Baukalender 1920. M. Foerster . . 31
Prinz, Ziviling. Handbuch der Hydrologie. Dr.-Ing. Heilmann 484

Reichskommissar für Wohnungswesen. Sparsames Bauen. M. Foerster . . 376
Rieser, H., Technischer Index . M. Foerster 63
v. Ritgen, O., Geh. Baurat. Der Schutz Groß-Berlins vor Schadenfeuer. M. Foerster 63
Rohen, Prof. Wandkalender Deutscher Ingenieure. Dr. Kunze 96
Romstorfer, K. A. Die gesamte Hochbaukunde. E. Probst 436
Rudeloff, M., Geh. Reg.-Rat, Prof. Dr.-Ing. e. h. Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau. M. Foerster 604
Rümelin, Th., Dr.-Ing. Wasserkraftanlagen. H. Engels 96

Schächterle, R. W., Dr.-Ing. Sammlung Göschen. Eisenbetonbrücken. M. Foerster 546
Schaper, G., Regierungs- und Baurat. Eiserne Brücken. Dr. Fischmann . 30
Schlüter, H. Eisenbetonbau, Rahmen und Gewölbe. W. P. 96
— Die Schubsicherung der Eisenbetonbalken durch abgebogene Hauptarmierung und Bügel. M. Foerster . 64
Schulz, H., Geh. Reg.-Rat Dr. Wahl und Aufgaben der Betriebsräte, der Arbeiterräte und der Angestelltenräte sowie der Betriebsobleute. Dipl.-Ing. Hans Schäfer 344
—. Wahl und Aufgaben der Betriebsräte, der Arbeiterräte und der Angestelltenräte sowie der Betriebsobleute. Zweite, verbesserte und erweiterte Auflage. Dipl.-Ing. C. R. Kohl 678
Santz, Adolf, Obering. Santz-Multiplikator D.R.G.M. M. Foerster . . . 654
Serve, Joseph. „Serve"-Schnellrechner. B. Löser 630
Spiegel, G., Ing. Mehrteilige Rahmen. Ing. L. Herzka 280

Seite

Stahlwerksverband A.-G., Düsseldorf. Eisen im Hochbau. Dr. M. Foerster 128

Straßner, A. Der durchlaufende Bogen auf elastischen Stützen. Dr.-Ing. H. Hencky 344

Taylor-Roesler. Die Grundsätze wissenschaftlicher Betriebsführung. E. Probst 64

Teubert, Dr.-Ing. W., Der Eisenbetonbau beim Wiederaufbau unserer Handelsflotte. M. Foerster 247

Seite

Tonindustrie-Zeitung. Tonindustrie-Kalender 1920. E. Probst 128

Wallich, Dipl.-Ing. Deutsche Forschungsstätten technischer Arbeit. E. Probst 248

Weyhausen, E. G., und Mettgenberg, P. Berechnung elektrischer Förderanlagen. Reg.-Baurat Wentzel 630

Wiesmann, Dr. sc. techn. E., Künstliche Lüftung im Stollen- und Tunnelbau sowie von Tunnels im Betrieb. Lucas 521

Seite

Willers, Dr. Fr. A., Graphische Integration. Kögler 630

Winteler, M. F. Die heutige industrielle Elektrochemie. Dr. Fritz Foerster 280

Wolf, R., A.-G., Magdeburg-Buckau. Patent-Heißdampflokomobilen für die Industrie. B. 159

Ziegler, Baurat. Schnellfilter, ihr Bau und Betrieb. K. A. Hoepfner . . 63

VERZEICHNIS DER MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

de Thierry, Geh. Baurat, Prof. Dr.-Ing. G., Berlin-Grunewald. Was ist wissenschaftliche Arbeit? *1*

Blum, Prof. Dr.-Ing., Hannover. Zusammenwirken von Wasserstraßen und Eisenbahnen *3*

Brandt, Reg.-Bmstr. M., Berlin. Bericht über die erste Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen *4*

Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken *5*

Schmick, Geh. Oberbaurat, Dr.-Ing., München. Die Wasserkräfte und ihr wirtschaftlicher Wert *9 13*

Grantz, Geh. Reg.-Rat, Professor, Berlin. Theodor Rümelin † *16*

Gehler, Prof. Dr.-Ing. W., Dresden. Die Normung im Bauwesen *17 23*

Bernhard, Baurat, Karl, Berlin. Baugrundbelastung *18*

Mitgliederliste nach dem Stande vom 20. November 1920 . . . . . *19*

Lewe, Dr.-Ing., Dr., Privatdozent a. d. Techn. Hochschule Berlin. Bestimmungen für zeitgemäße Bauweisen, insbesondere für moderne Holzkonstruktionen . . . *21*

BERICHTIGUNGEN.

Zu Seite	423 (Pichl)	auf Seite	568
„ „	513 (Sonntag)	„ „	602
„ „	625 (Sonntag)	„ „	700
„ „	589 (Wansleben)	„ „	700

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang — 15. Januar 1920 — Heft 1

AUFGABEN DES BAUINGENIEURS.

Ingenieurtätigkeit ist einmal als eine Kunst bezeichnet worden, einerseits die Menschen zu organisieren und zu leiten, und anderseits Naturkräfte und natürliches Material zum Segen der Menschheit nutzbar zu machen. Wir wissen, daß diese schwierige Arbeit bisher nur zum geringsten Teil bewältigt werden konnte. Das Schicksal der Menschheit, das mit der die Welt beherrschenden Industrie innig verknüpft ist, hängt davon ab, wie weit diese ungeheure Aufgabe gelöst werden kann, an der der Ingenieur in hervorragendem Maße mitzuwirken berufen ist.

Der Ingenieur ist ein Kind des 19. Jahrhunderts, und der Bauingenieur ist das jüngste Kind der rasch fortschreitenden technischen Wissenschaften. Erst in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts, als die Welt ein ganz verändertes Aussehen bekam, ist der Bauingenieur vor größere Aufgaben gestellt worden. Mit dieser Zeit beginnt die Umwandlung der Ingenieurkunst in eine Ingenieurwissenschaft, deren Grundlagen die exakten Wissenschaften bilden.

Es ist richtig, daß es Ingenieure, besonders Bauingenieure, auch in früheren Jahrhunderten gab — man denke nur an die Festungen, Brücken und Kanäle aus jenen Epochen —, aber es waren Baumeister oder Handwerker im wahrsten Sinne des Wortes oder Naturwissenschaftler, die sich mit Ingenieuraufgaben befaßten. Die Ingenieurbauten dienten in erster Linie kriegerischen Zwecken, und so manches Bauingenieurwerk aus früheren Zeiten erregt noch heute unsere Bewunderung, wenngleich uns der bis zur Verschwendung grenzende Verbrauch an Material fremd anmutet.

Erst in der zweiten Hälfte des vergangenen Jahrhunderts entstanden die großen Bauingenieurwerke, die dem Frieden und der Entwicklung von Industrie und Handel dienen sollten. In der kommenden Zeit des geistigen und wirtschaftlichen Wiederaufbaues wird technisches Denken als die Grundlage jedes Fortschrittes nicht entbehrt werden können.

An dieser Aufgabe mitzuwirken, wird der Bauingenieur mit einer Reihe von größeren Aufgaben berufen sein. In erster Linie wäre der Bau von Verkehrswegen wie Eisenbahnen, Straßen und Kanäle zu nennen. Damit hängen aufs engste zusammen: der Bau von festen und beweglichen Brücken aller Arten und Größen, die Errichtung von Nutzbauten, wie Lagerhäuser, Speicher und Silobauten und anderer größerer Hochbauten, die nicht monumentalen Charakter haben.

In Verbindung mit dem Ausbau der Kanäle sind andere Arbeiten, wie Flußkorrektionen, Bewässerung und Entwässerung großer Gelände zu nennen, die ebenso zum Nutzen der Landwirtschaft wie im Interesse der Industrie notwendig sind.

Neben dem Ausbau unserer Seehäfen wird der Bau von Binnenhäfen und der dazu gehörenden Nutzbauten und Transportanlagen Hand in Hand gehen müssen.

Unsere Kohlenwirtschaft, die durch den Krieg ein vollkommen verändertes Bild zeigt, weist uns auf eine planmäßige Erfassung und Ausgestaltung unserer Wasserwirtschaft hin.

Andere Aufgaben des Bauingenieurs wie die Lösung von Verkehrsproblemen, der Städtebau und das Siedlungswesen müssen in verständnisvoller Zusammenarbeit mit Ingenieuren des Maschinenbaues und der Elektrotechnik und Architekten zu den dringendsten Arbeiten der kommenden Zeit gerechnet werden.

In der Architektur wird man in den nächsten Jahrzehnten bei uns kaum damit rechnen können, große Monumentalbauten und Paläste aufführen zu können. Sparsamkeit und Wirtschaftlichkeit werden auch hier wie im gesamten Bauwesen herrschen müssen. Vielleicht werden der Zwang und die Not der Zeit den modernen Baustil finden lassen, den die modernen Architekten bisher vergebens gesucht haben.

Der bekannte Kunstschriftsteller Karl Scheffler sagt mit Recht gelegentlich der Kritik verschiedener Stilarten: „Eine durch ihre Selbstverständlichkeit und Eindeutigkeit überwältigende Konstruktionsidee, wie sie dem antiken, romanischen oder gotischen Stil zugrunde liegt, ist dem Modernen noch nicht zuteil geworden."

Die „lebendige Schönheitsform" aus der Konstruktionsform und dem Material herzuleiten, wird durch verständnisvolles Zusammenarbeiten von Architekt und Bauingenieur erstrebt werden müssen. —

Unsere Zeit zwingt uns zu sparsamem Bauen, da wir uns die Materialverschwendung der Vorkriegszeit nicht mehr gestatten können. Der Mangel an Rohstoffen und die Kohlenknappheit verlangen nach Ersatzbaustoffen und Ersatzbauweisen. Dabei sollen die Tragfähigkeit und die Lebensdauer sowie die Zweckdienlichkeit der Bauwerke nicht in Frage gestellt werden. Mehr wie irgendeine der vorher aufgeführten Aufgaben werden diese einer baldigen Lösung zugeführt werden müssen, da von ihnen der Fortschritt in der Wiederaufrichtung unseres Wirtschaftslebens abhängt.

Es würde zu weit führen, auf die einzelnen Bauingenieuraufgaben in allen Einzelheiten einzugehen, aber schon die genannten Beispiele dürften genügen, um zu zeigen, wie umfassend das Gebiet ist, und wie notwendig eine Teilung der Aufgaben ist, die ein einzelner Mensch nicht mehr bewältigen kann. Man erkennt auch aus der Reihe der genannten Aufgaben diejenigen, die vor unserer Zeit vollkommen unbekannt waren. Man braucht nur an den Bau weitgespannter Brücken, an die Errichtung von vielgeschossigen Hochbaukonstruktionen zu denken, die erst möglich geworden sind durch den Fortschritt und den Ausbau der Bauingenieurwissenschaften.

Auf der anderen Seite ist jeder Fortschritt im Bauingenieurwesen durch die Vervollkommnung in der Herstellung und der Verwendung von künstlichem Baumaterial und in dem wissenschaftlichen Ausbau des Materialprüfungswesens möglich geworden. Die richtige Verwendung des Materials hat uns erst in die Lage versetzt, die großen Konstruktionen durchzuführen, die in früheren Zeiten kaum für möglich gehalten wurden. Man denke nur an die Entwicklung der Eisenindustrie, an die Vervollkommnung in der Herstellung des Eisens vom Schmiedeeisen angefangen bis zum Nickelstahl, die mit der Entwicklung der Chemie zusammenhängt. Jedoch ist deren Anwendung bei den größten Ingenieurbauten der neuesten Zeit erst durch die methodisch-wissenschaftliche Ausgestaltung des Materialprüfungswesens möglich geworden.

Die Mitarbeit an dem Weiterausbau des Materialprüfungswesens, der Grundlage für wirtschaftliches und sicheres Bauen soll daher zu den wichtigsten Aufgaben des Bauingenieurs zählen.

Neben der Sicherheit hat immer die Wirtschaftlichkeit als oberstes Gesetz jedes Bauingenieurwerkes gegolten.

Es wird sich aber in Zukunft fragen, ob es nicht möglich sein wird, das Prinzip der Ökonomie noch mehr zu erfassen, als es bisher der Fall war, nicht nur, weil wir dazu wegen der veränderten Weltlage gezwungen sein werden. Hier wird einerseits eine bessere Verwertung unserer natürlichen und künstlichen Baumaterialien, anderseits eine Änderung unserer Arbeitsmethoden notwendig werden.

Der Einfluß der natürlichen Baumaterialien tritt im Vergleich mit den künstlichen Baustoffen vollkommen zurück, die das Bauwesen vollkommen beherrschen.

Während man in der Herstellung des Eisens einen sehr hohen Grad der Vollkommenheit erreicht hat, ist man in der Fabrikation der künstlichen Bindemittel vielfach noch weit davon entfernt. Es wird wohl kaum ein modernes Bauwerk geben, bei dem nicht Zement als Portlandzement, Eisenportlandzement, Hochofenzement oder ein hydraulisches Bindemittel bei Mörtel, Beton oder Eisenbeton angewendet werden. Wir wissen, daß trotz vieler erfolgreicher Forscherarbeiten und rastloser Bemühungen eine vollkommene Klärung der Chemie der Bindemittel bisher nicht gelungen ist, und daß von der Lösung dieser Frage die weitere Entwicklung des Bauwesens abhängen wird. Es läßt sich aber mit Sicherheit sagen, daß wir bis jetzt mit diesen wertvollen Materialien sehr verschwenderisch umgegangen sind.

Wir können und müssen hier sparsamer wirtschaften, ohne die Sicherheit der Bauwerke zu gefährden.

Eine weitere wesentliche Aufgabe wird es sein, die Anwendungsmöglichkeit der beiden das Bauwesen beherrschenden künstlichen Baustoffe, Zement und Eisen gegenseitig abzugrenzen. Hierbei soll der Wettbewerb zwischen Eisen und Eisenbeton auch in Zukunft nicht ausgeschaltet werden; er soll wie jeder Wettbewerb ein belebendes Element bleiben. Diese so außerordentlich wichtige Frage zu klären wird durch Zusammenwirken von wissenschaftlicher Forschung mit der Praxis möglich sein.

Wenn wir in der Zukunft mehr als bisher die Wirtschaftlichkeit voranstellen, so dürfen wir es nicht verkennen, daß außer der rationellen Ausnutzung des Baumaterials eine Verbesserung und zum Teil eine völlige Neugestaltung unserer Arbeitsmethoden unerläßlich ist.

Neben dem Baustoffmangel werden wir durch eine Reihe von Jahren mit dem Mangel an geeigneten Arbeitskräften zu rechnen haben. Dadurch werden wir zu einem wissenschaftlichen Ausbau der Bautechnik gedrängt. Die wissenschaftliche Betriebsführung, die jetzt mit Verbreitung der Tayforschen Lehre auch im Bauwesen Eingang findet, muß systematisch ausgebaut werden. Die Verschwendung an Energie und Material, wie sie vor dem Kriege herrschte, dürfen wir uns im volkswirtschaftlichen Interesse in der Zukunft nicht mehr erlauben. Jede Vervollkommnung und Verbilligung der Baumethoden würde unserem Wirtschaftsleben zugute kommen. Die hierzu gehörenden Fragen, die wissenschaftlich zusammengefaßt und ausgebaut werden müssen, sind:

die Organisation von Bauunternehmungen und Bauausführungen;
teilweiser oder vollständiger Ersatz von Menschenkraft durch Maschinen;
Sparsamkeit mit menschlicher Arbeitskraft durch Schaffung guter Arbeits- und Lebensbedingungen;
Zusammenfassung aller Transportfragen, von dem Orte der Herstellung beginnend bis zur und innerhalb der Verwendungsstelle;
Kalkulation und Vergleich der wirklichen Kosten mit den Selbstkosten eines Bauwerkes.

Es soll nicht bestritten werden, daß diese Fragen zum Teil praktisch durch einzelne große Bauunternehmungen sorgfältig behandelt und ausgebildet wurden, aber in der kommenden Zeit wird sich jeder Bauingenieur mit der wissenschaftlichen Erfassung und Äußerung aller dieser für die Allgemeinheit so wichtigen Fragen beschäftigen müssen und sie schon beim Entwurf mehr berücksichtigen, als es bisher der Fall gewesen ist. Es soll Nationalökonomie im wahrsten Sinne des Wortes werden, deren günstiger Einfluß auf die Wiederaufrichtung unseres Wirtschaftslebens sich sehr bald bemerkbar machen soll.

Eine Folge des Zwanges zur Sparsamkeit an Menschenkraft und Material ist die notwendige Normung und Typisierung im Bauwesen, der wir unsere größte Aufmerksamkeit zuwenden müssen. Diese auf eine allmähliche Zurückdrängung des Handwerks zugunsten des Fabrikbetriebes einwirkende Bewegung ist nicht erfreulich, aber wir müssen mit den Tatsachen rechnen, die durch die Veränderungen im Wirtschaftsleben bedingt sind.

Im Vorstehenden ist der Versuch unternommen worden, in großen Zügen die dringendsten Aufgaben des Bauingenieurs auf dem Gebiete von Technik und Wirtschaft zusammenzustellen, deren Lösung in enger Fühlung mit allen Zweigen der Technik und der Allgemeinwirtschaft erstrebt werden muß.

Als Voraussetzung für das Gelingen dieser Bestrebungen müssen wir eine durchgreifende Reform unseres Erziehungswesens zu verwirklichen suchen, insbesonders den Ausbau unserer Hochschulen und die Einführung von Laboratorien für wissenschaftliche und wirtschaftliche Forschungen mit allen Mitteln betreiben.

Das Studium des Auslandes soll in der Schule und im praktischen Leben im weitgehendsten Maße gefördert werden, nicht in dem Sinne der Über- oder Unterschätzung eigener Arbeit. Da wir uns von der uns umgebenden Welt nicht ausschließen können und da wir uns an dem friedlichen Wettbewerb der Völker beteiligen wollen, müssen wir uns bemühen, ihre Sprache, ihre Denkweise, ihre Arbeitsmethoden und ihre Kräfte kennen zu lernen. Dies können wir ohne jedes Vorurteil am besten mit Hilfe der Technik erreichen, denn die Technik ist das Spiegelbild der Zivilisation eines Volkes. Wir können den Fortschritt der Zivilisation ebenso wenig wie den Fortschritt der Technik aufhalten, selbst wenn wir so wollten. Deshalb ist es am besten, wir bemühen uns um einen Ausgleich der widerstrebenden Kräfte im Sinne einer gesunden Weiterentwicklung unserer Zivilisation, soweit sie nicht durch den unglückseligen Krieg zurückgedrängt wurde.

Die deutsche Technik hat zum Schaden unserer Gesamtwirtschaft nicht Gelegenheit gefunden, die Aufgabe im Staatswesen zu erfüllen, zu deren Lösung sie unentbehrlich ist. So war es vor dem Kriege und so blieb es während des Krieges. Anders ist es in England und in Amerika, wo der Ingenieur den Platz im öffentlichen Leben einnimmt, der ihm bei uns bisher versagt blieb. Man braucht nur an den Namen Taylor zu denken, dessen Lehre jetzt das gesamte Wirtschaftsleben bewegt. Ohne auf die Vorteile und Nachteile des Systems besonders einzugehen, mag betont werden, daß es der Ingenieur war, dessen Tätigkeit und Erfahrungen ihn dazu brachten, der Menschheit neue Wege zu weisen, die wirtschaftlich und politisch von gleich großer Bedeutung werden können. Ein anderer in der letzten Zeit besonders in Europa oft genannter Name ist der des Ingenieurs Hoover, dessen Leistungen auf dem Gebiete der Organisation und bei der Lösung schwieriger Verkehrsprobleme als Ingenieurtätigkeit im weitesten Sinne zu ausgezeichneten Ergebnissen für die beteiligten Nationen führten. Auch bei uns gab es Ingenieure, die befähigt gewesen wären, Großes zu leisten, aber man hat sich ihrer nicht an den richtigen Stellen bedient.

In der Zukunft müssen wir alle nach Kräften bemüht sein, im Interesse der Allgemeinheit, den Zusammenhang von Technik und Wirtschaft inniger zu gestalten. Dem Bauingenieur bleibt im Rahmen der eingangs genannten Aufgabe eine wichtige Mission vorbehalten, die zu erfüllen nur möglich sein wird durch fachwissenschaftliche Qualitätsarbeit in Verbindung mit anderen Fachgruppen und durch Mitarbeit an den allgemeinen und wirtschaftlichen Aufgaben des Staates. Diese Bestrebungen zu fördern, soll die Aufgabe dieser Zeitschrift sein.

E. Probst, Karlsruhe i. B.

DER ZWISCHENSTAATLICHE WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DIE ARSTABUCHT BEI STOCKHOLM.

Mit einer Tafel.

Von Geh. Baurat Schaper.

Die von Süden her nach Stockholm führende sogenannte Westliche Stammbahn überquert gegenwärtig die bei und in Stockholm liegenden Gewässer auf niedrig gelegenen Brücken und bildet so ein Hindernis für den freien Schiffsverkehr. Zur Beseitigung dieses Verkehrshindernisses hat sich der schwedische Staat entschlossen, durch die Arstabucht (Abb. 1)

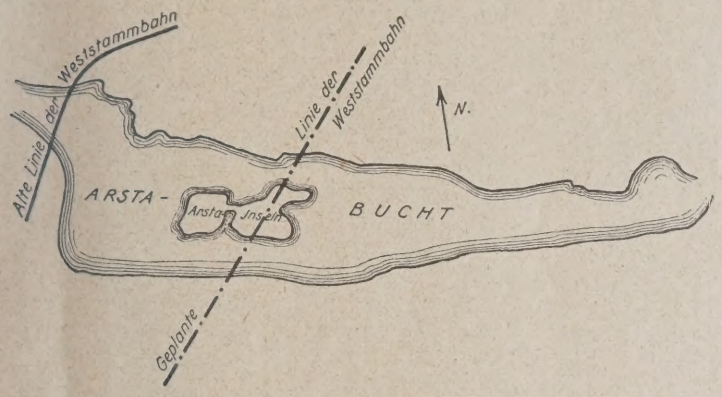


Abb. 1. Lageplan.

eine neue Schiffahrtsstraße, die sogenannte Hammarbystraße, zu bauen und unter Benutzung der in der Arstabucht gelegenen Arstainseln die Weststammbahn auf einer Hochbrücke über diese Schiffahrtsstraße zu führen. Dies veranlaßte die schwedische Eisenbahnverwaltung, im August 1918 für die Erlangung von Entwürfen zu diesem Brückenbau einen zwischenstaatlichen Wettbewerb auszuschreiben.

Die Brücke soll die Arstabucht bei den Arstainseln an einer ungefähr 600 m breiten Stelle überschreiten. Im südlich der Inseln gelegenen Fahrwasser muß auf eine von allen Einbauten freizulassende Länge von mindestens 100 m in der Brückenachse die lichte Durchfahrthöhe zwischen dem Mittelwasser (+ 4,2) und der Konstruktionsunterkante der festen Teile der Brücke mindestens 26,0 m betragen. Außerdem soll für hochmastige Schiffe in dem Brückenzuge an geeigneter Stelle eine Öffnung mit einem beweglichen Überbau eingefügt werden, der im geöffneten Zustande eine Segelöffnung von 24 m Breite frei gibt und mit schnell und sicher arbeitenden Betriebseinrichtungen versehen werden muß. Die Wettbewerbsleitsätze bezeichnen es als vom Standpunkt der Schiffahrt am günstigsten, die bewegliche Brücke in der Fahrstraße südlich der Arstainseln anzuordnen. Aber auch die Verlegung an eine andere Stelle wird gutgeheißen, wenn sich hieraus Vorteile ergeben.

Die Überbauten sollen in Eisen oder Beton oder auch in Vereinigung beider Bauarten hergestellt werden. Die Brücke ist viergleisig geplant. Zunächst soll aber im ersten Bauabschnitt die Brücke nur zweigleisig gebaut werden, viergleisig erst später in einem zweiten Bauabschnitt. Fundamente, deren Herstellung später bei der viergleisigen Ergänzung große Schwierigkeiten, Gefahren und große Kosten ergibt, sind gleich im ersten Bauabschnitt für eine viergleisige Brücke vorzusehen. An den Ufern und auf den Arstainseln tritt guter Baugrund in Gestalt von Fels zutage (vergl. Tafel 1 Abb. 2). In der südlichen Fahrstraße liegt der Fels teilweise erst 25 m tief unter Mittelwasser und ist hier von einer bis zu 18 m starken Schlammschicht überlagert; in der nördlichen Fahrstraße ist die Wassertiefe nur gering, die über dem Fels lagernde Schlammschicht ist aber auch hier bis zu 16 m stark. Der Berechnung der in Eisen herzustellenden Überbauten waren die „Bestimmungen für Eisenbauten" des schwedischen Staates und ein Lastenzug mit Lokomotiven von 18 t Achsdruck zugrunde zu legen. Für die Berechnung der Betonkonstruktionen waren die preußischen Bestimmungen vom 13. Januar 1916 und ein Lastenzug mit Lokomotiven von 20 t Achsdruck maßgebend. Neben den Gleisen sollen unabhängig von den Schwellen Gehwege angeordnet werden. Auf Überbauten aus Beton müssen die Schwellen in sogenannten „Trögen" mit mindestens 700 mm starker Bettung ruhen. Die Oberfläche der Tröge soll gut isoliert werden. Diese Isolierschicht ist durch eine Betonschicht mit Drahtnetzeinlage zu schützen. Die sichtbaren Flächen der Betonbauten sollen dichten Vorsatzbeton erhalten, ansprechende Oberflächenwirkung soll aber nicht durch Bearbeitung, sondern durch zweckentsprechende Gestaltung der Schalung erzielt werden.

Am Nordende müssen Weichenentwicklungen und ein tiefer als die Brückengleise liegendes Ausziehgleis auf der Brücke selbst mit untergebracht werden.

Im ersten Bauabschnitt dürfen in der südlichen Fahrstraße Gerüste aufgestellt werden, weil die Hammarbystraße dann noch nicht eröffnet ist, im zweiten Abschnitt dagegen sind alle die Schiffahrt behindernden Einbauten bei der Aufstellung der Überbauten zu vermeiden. Diese Forderung mußte für die Wahl der Überbauarten von ausschlaggebender Bedeutung werden.

Den Wettbewerbsleitsätzen waren auch feste Einheitssätze für alle in Betracht kommenden Arbeiten beigefügt, die den Kostenanschlägen zugrunde zu legen waren, um die Wirtschaftlichkeit der einzelnen Entwürfe unmittelbar vergleichen zu können.

Die bis 1. Februar 1919 einzureichenden Wettbewerbsentwürfe mußten die üblichen zeichnerischen Darstellungen, Festigkeitsberechnungen für alle wichtigeren Bauteile, Kostenberechnungen für beide Bauabschnitte, sowie einen Erläuterungsbericht enthalten.

Dem Preisgericht, das sich aus fünf schwedischen Ingenieuren und Professoren und einem dänischen Ingenieur zusammensetzte, standen für die Preisverteilung 30 000 Kronen zur Verfügung und außerdem 5000 Kronen für den Ankauf von Entwürfen, wofür später auf Vorschlag des Preisgerichts noch weitere 5000 Kronen aufgewendet wurden.

Insgesamt waren 35 Entwürfe rechtzeitig eingereicht. Von diesen schied das Preisgericht bei der ersten Prüfung 22 aus. Nach nochmaliger Prüfung kamen schließlich nur sieben in die engere Wahl. Für diese Auswahl war neben allgemeinen Gesichtspunkten die Möglichkeit der Durchführung des zweiten Bauabschnittes ohne Behinderung der Schiffahrt und die zweckmäßige Unterbringung der Öffnung mit dem beweglichen Überbau maßgebend. Das Preisgericht fand, daß die Öffnung mit dem beweglichen Überbau am besten wohl in der Mitte des südlichen Fahrwassers angeordnet wird, daß aber auch die Lage im nördlichen Fahrwasser und in einer durch die Arstainseln zu baggernden besonderen Fahrrinne annehmbar ist, während die Lage am Südstrand der Arstainseln weniger empfohlen werden kann. Bei der Beurteilung der in die engere Wahl gekommenen sieben Entwürfe konnte die Kostenfrage ausscheiden, da sich zeigte, daß diese Entwürfe nur geringe Preisunterschiede aufwiesen.

Mit dem ersten Preise von 15 000 Kronen wurde der Entwurf: „Simplicitas" der Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A.-G., Werk Gustavsburg in Gustavsburg bei Mainz, Dyckerhoff u. Widmann, A.-G., Tiefbau-Unternehmung in Biebrich a. Rh., Aktiengesellschaft Arcus, Fachfirma für bewehrten Beton in Stockholm, Architekten Sven Jonsson und Olof Lundgren in Stockholm ausgezeichnet.

Der zweite Preis von 10 000 Kronen wurde dem Entwurf „Über Land und Meer" der Verfasser: Brückenbaubureau Nilson u. Co., Ernst Nilson, Nils Bolinder, Gustav Cervin, S. Kasarnowsky und Architekt K. Martin Westerberg in Stockholm zugesprochen.

Den dritten Preis von 5000 Kronen erhielt der Entwurf „Hammarbyleden" der Verfasser: Friedrich Krupp, A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Abt. Eisenbauwerkstätten in Rheinhausen (Rheinland), Grün u. Bilfinger, A.-G., in Mannheim, und Friedrich Krupp, A.-G., Bauverwaltung in Essen (Ruhr).

Angekauft wurden vier Entwürfe, und zwar:

der Entwurf: „Sic vero mihi placet" der Verfasser: R. Kreuger u. O. Linton und Otto Linton in Stockholm,

der Entwurf „Bifrost" der Verfasser: A.-G. Skanska Zementgjuteriet in Stockholm, A.-G. Titan in Kopenhagen und Architekt Torben Grut in Stockholm,

der Entwurf „Völund" der Verfasser des mit dem ersten Preise gekrönten Entwurfes „Simplicitas",

und schließlich der Entwurf „Platbage" der Verfasser: Baurat Friedrich Voß und Dipl.-Ing. H. Schwyzer in Kiel.

Der Wettbewerb hatte also für Deutschland ein sehr günstiges Ergebnis.

Unter den übrigen Entwürfen befinden sich verschiedene sehr schöne und beachtenswerte Leistungen. Auch diese sollen, soweit sie uns zugänglich sind, neben den preisgekrönten und angekauften Entwürfen besprochen werden.

I. Allgemeine Anordnung.

A. Preisgekrönte Entwürfe.

1. Entwurf: „Simplicitas".

Dieser Entwurf wurde in drei verschiedenen Ausführungen vorgelegt (Tafel 1 Abb. 3—5). Gleichartig bei allen drei Entwürfen ist die Überbrückung dersüdlichen Fahrstraße und die Lage der Öffnung mit dem beweglichen Überbau in einer gebaggerten Rinne an der Einschnürungsstelle auf dem nördlichen Teil der Arstainseln (Abb. 1). Die südliche Fahrstraße ist in drei Öffnungen überbrückt, die mittelste in der äußeren Erscheinung mit einem kühnen, 144 m weit gestützten und sich hoch über die Fahrbahn erhebenden Fachwerkbogenträger, die beiden Seitenöffnungen mit Parallelfachwerkträgern, die unter der Fahrbahn liegen. In ihrer statischen Wirkungsweise bilden diese drei Überbauten zusammen ein Auslegerträgersystem. Die beiden 73 m weit gespannten seitlichen Überbauten kragen mit zwei Feldern 16m weit in die Mittelöffnung vor und stützen einen 112 m weit gespannten Zweigelenkbogen mit Zugband. Die Linie der Untergurtung und Obergurtung des Bogens ist in den Kragarmen fortgesetzt, und zwar die der Untergurtung bis zu den Auflagerpunkten über den Mittelpfeilern und die der Obergurtung bis zu den senkrecht über den Auflagern liegenden Knotenpunkten der oberen Gurtungen der Kragträger. Von den Auflagerpunkten über den Mittelpfeilern leiten Schrägstäbe zu den wagerechten Untergurten der Seitenüberbauten über. In der Mittelöffnung ist die geforderte Durchfahrthöhe von 26 m über Mittelwasser bei rechtwinkliger. Kreuzung der Brückenachse auf eine Länge von 112 m, bei schräger Kreuzung auf eine Länge von 103 m in der Richtung der Brückenachse vorhanden. Die Öffnung mit dem beweglichen Überbau wurde an der Einschnürungsstelle auf dem nördlichen Teil der Arstainseln angeordnet, weil sich hier die günstigsten Durchfahrtverhältnisse für hochmastige Schiffe ergeben. In der südlich gelegenen Hauptschiffahrtsstraße hätte sie an das nördliche Ufer oder an den südlichen Strand der Inseln gerückt werden müssen, da die Hauptöffnung für den beweglichen Überbau nicht in Frage kam. An diesen Stellen hätte sie aber, wie aus dem Lageplan (Abb. 1) ersichtlich ist, den hochmastigen Schiffen eine schräg zur Brückenachse gerichtete und mithin eine weniger günstige Durchfahrt geboten und eine entsprechende Vergrößerung der geforderten Lichtweite von 24 m zur Folge gehabt. Die gewählte Lösung bietet außerdem den Vorteil einer klaren Scheidung des Verkehrs der Schiffe, welche die Öffnung mit dem beweglichen Überbau nicht zu benutzen brauchen, und der hochmastigen Schiffe, welche diese Öffnung durchfahren müssen. Die Kosten für die Herstellung einer besonderen Baggerrinne als Straße für diese hochmastigen Schiffe werden durch die erwähnten Vorteile aufgewogen.

Der bewegliche Überbau ist als einflügelige Klappbrücke nach der Bauart Scherzer entworfen. Die Hauptträger liegen unter der Fahrbahn und sind vollwandige Träger mit wagerechten Gurtungen. Die Lichtweite der Öffnung beträgt 24 m. Im geöffneten Zustande wird diese ganze Weite in unbeschränkter Höhe frei.

Beim Entwurf I schließt sich an den eisernen Überbau über der südlichen Fahrstraße auf der Kuppe der Arstainseln ein kurzer gewölbter Viadukt aus Beton und hieran ein bis zum nördlichen Widerlager reichender eiserner, unter der Fahrbahn liegender, parallelgurtiger Fachwerküberbau an, der nur durch die Klappbrücke unterbrochen wird. Die Überbauten über den einzelnen Öffnungen sind 58 m weit gestützt. Die drei nördlichen Überbauten bilden einen durchlaufenden Träger.

Der für die südliche Schiffahrtsstraße gewählte Überbau in Auslegerform bietet den für die vorliegenden Verhältnisse außerordentlich wichtigen Vorteil, daß der mittlere Bogen durch freies Vorkragen von den fest einzurüstenden seitlichen Überbauten aus errichtet werden kann. Im ersten Bauabschnitt wären feste Gerüste in der Mittelöffnung an und für sich zwar möglich, sie würden aber sehr teuer werden. Die Aufstellung der anderen eisernen Überbauten ist auf festen Gerüsten geplant.

Für die Pfeiler 2, 3 und 7a (siehe Tafel 1 Abb. 3) ist wegen der tiefen Lage des tragfähigen Baugrundes und der Schlammüberlagerung Druckluftgründung vorgeschlagen; diese Gründungsart ist wahlweise auch für das Widerlager 8 neben einer Gründung auf Eisenbetonpfählen in einer Kiesschüttung, die die Schlammschicht verdrängen soll, in Aussicht genommen. Die Pfeiler 5, 6 und 7 sollen in offenen, mit eisernen Spundwänden eingeschlossenen Baugruben gegründet werden. Das Widerlager 1 und die Widerlager und Pfeiler der Gruppe 4—4a werden unmittelbar auf den hier zutage tretenden Fels aufgebaut.

Beim Entwurf II (Tafel 1 Abb. 4) ist der gewölbte Viadukt über der Insel bis zur Klappbrücke fortgeführt. Auch nördlich der Klappbrücke ist, soweit der tragfähige Baugrund in geringer Tiefe liegt, ein gewölbter Viadukt aus Beton vorgesehen. Die noch übrig bleibende Strecke, bei welcher der tragfähige Baugrund in großer Tiefe liegt, ist mit einem vollwandigen eisernen Sichelbogen von 110 m Stützweite und 14 m Pfeilhöhe überbrückt.

Das südliche Widerlager des eisernen Bogenträgers soll in offener Baugrube zwischen eisernen Spundwänden gegründet werden. Am nördlichen Widerlager, für das Druckluftgründung vorgesehen ist, soll der Bogenschub des Blechbogens durch den Schub eines sich an das Widerlager anschließenden Betongewölbes ausgeglichen werden. Dieses Gewölbe wird durch einen vorgelagerten Eisenbetonaufbau für das tief liegende Ausziehgleis nach außen hin verdeckt. Im übrigen gilt für die Gründung sinngemäß das beim Entwurf I gesagte.

Der Entwurf III (Tafel 1 Abb. 5) unterscheidet sich vom Entwurf II nur dadurch, daß die große Öffnung über dem seichten nördlichen Fahrwasser nicht mit einem eisernen Blechbogen, sondern mit einem Dreigelenkbogen aus Beton von nur 80 m Spannweite überbrückt ist, und daß der gewölbte Viadukt zwischen Klappbrücke und der Bogenbrücke der Verkleinerung der Stützweite der letzteren entsprechend verlängert ist. Das südliche Widerlager der Bogenbrücke rückt durch die Verkleinerung der Spannweite an eine Stelle, wo der tragfähige Baugrund erst in großer Tiefe liegt und von einer starken Schlammschicht überlagert ist. Es wird deshalb auch für dieses Widerlager Druckluftgründung erforderlich. Sonst gilt hinsichtlich der Grün-

Abb. 2. Querprofil in der Brückenachse.

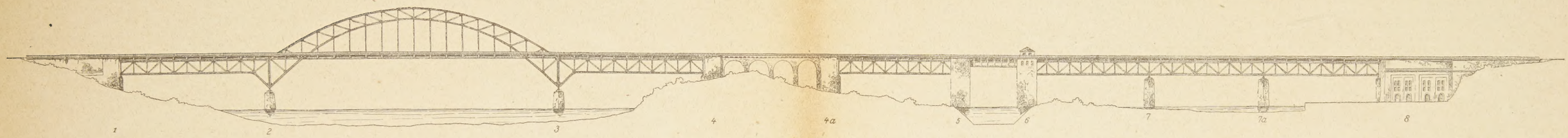


Abb. 3. Entwurf: „Simplicitas", Vorschlag I, Übersicht.

Abb. 4. Entwurf: „Simplicitas", Vorschlag II, Übersicht.

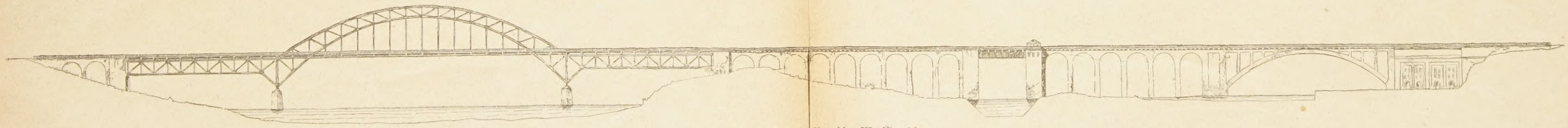


Abb. 5. Entwurf: „Simplicitas", Vorschlag III, Übersicht.

Verlag von Julius Springer in Berlin W.

dung und der Ausbildung des nördlichen Endbauwerkes das beim Entwurf II Gesagte.

Das Urteil des Preisgerichts über den Entwurf „Simplicitas" lautet auszugsweise: „Das Preisgericht hat besonders die Entwürfe II und III ins Auge gefaßt. Die Gesamtanordnung ist sehr gut. Der Eisenüberbau über die südliche Fahrstraße ist technisch ansprechend und vom Standpunkt des Aussehens von guter Wirkung. Die Konstruktion gestattet freie Montage, was mit Rücksicht auf die ungünstigen Untergrundverhältnisse und den zweiten Bauabschnitt vorteilhaft ist. Die Betonüberführung über die Arstainseln hat vom wirtschaftlichen Standpunkt zu kleine Spannweiten. Für die Gründung sind geeignete Ausführungsarten vorgeschlagen. Der Entwurf gibt technisch und ästhetisch eine schöne Lösung, die sich wohl zur Ausführung eignet."

Wir schließen uns im großen und ganzen den Ausführungen des Preisgerichtes an. Vom Schönheitsstandpunkte aus möchten wir aber nicht die Entwürfe II und III, sondern die Entwürfe I und III als die besten bezeichnen. Denn die letzteren geben ein einheitlicheres und geschlosseneres Brückenbild als der Entwurf II, bei dem durch den eisernen Sichelbogen eine gewisse Unstetigkeit in das Brückenbild hineingetragen wird. Die Lösung des eisernen Überbaues über der südlichen Fahrstraße ist sehr gut gelungen. Ein über der Fahrbahn liegender Bogenträger ist bei Hochbrücken für die äußere Erscheinung, wie die Betrachtung anderer Entwürfe zeigen wird, an und für sich immerhin ein Wagnis, weil leicht für den Laien der Eindruck der Unsicherheit infolge des Fehlens des natürlichen Bogenwiderlagers entsteht. Hier aber ist durch die Lage der Kämpferpunkte tief unter der Fahrbahn und durch die sich seitlich anschließenden, auch unter der Fahrbahn liegenden Überbauten der Seitenöffnungen der Eindruck der Unsicherheit auch für den Laien nicht möglich. Der Bogen ist für die äußere Erscheinung gewissermaßen zwischen die seitlichen Überbauten,

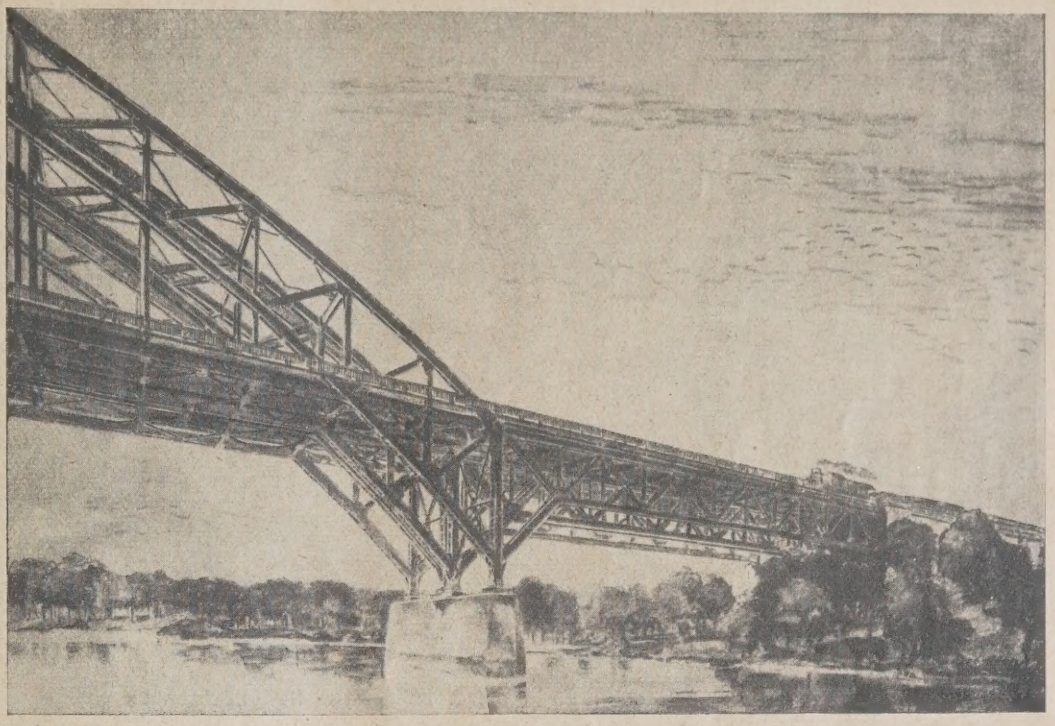


Abb. 6. „Simplicitas". Entwurf I: Eiserner Überbau über der südlichen Fahrtstraße.

die sich gegen die beiderseitigen Widerlager stützen, eingespannt. Dies zeigt die Betrachtung der Tafel 1 Abb. 3—5, namentlich auch die der Abb. 6. Ebenso glücklich ist die äußere Erscheinung der übrigen einzelnen Glieder des Bauwerkes (Abb. 7—9). Abb. 7 stellt die Klappbrücke mit anschließenden eisernen Überbauten des Entwurfes I dar, Abb. 8 gibt die Klappbrücke mit anschließenden Viadukten des Entwurfes II und III wieder, und Abb. 9 veranschaulicht die Betonbogenbrücke über dem nördlichen Fahrwasser des Entwurfes III.

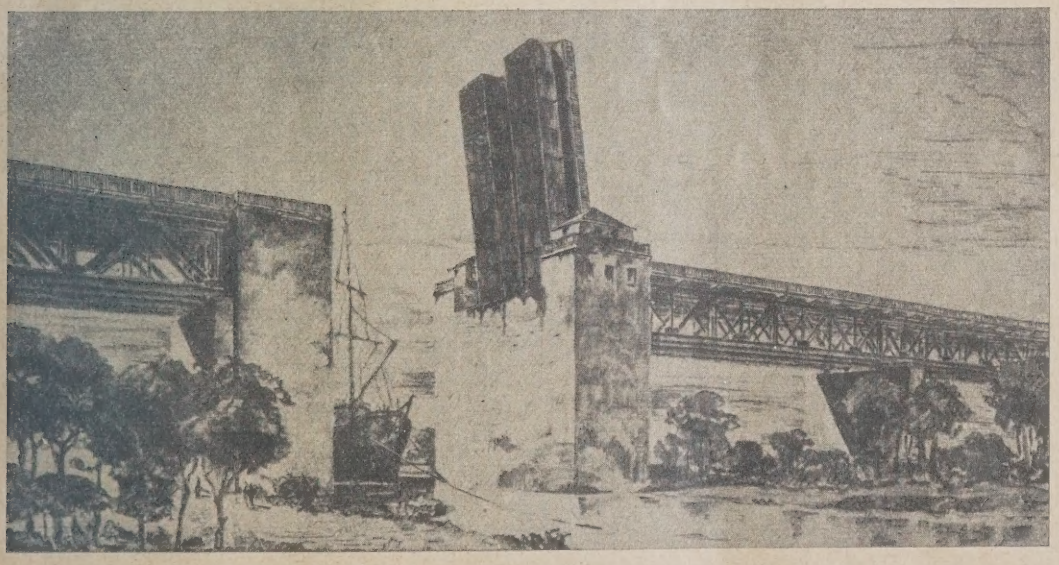


Abb. 7. „Simplicitas". Entwurf I. Klappbrücke.

2. Entwurf: „Über Land und Wasser".

Der Entwurf ist in drei Vorschlägen vorgelegt worden, die aber nur in der Überbrückung des nördlichen seichten Fahrwassers Abweichungen zeigen. Das Preisgericht hat einem dieser Vorschläge den Vorzug gegeben. Nur dieser soll näher betrachtet werden. Die südliche Fahrstraße ist in einer einzigen Öffnung mit einem mächtigen, sich hoch über die Fahrbahn erhebenden Sichelbogen in Eisenfachwerk von 200 m Spannweite überbrückt (Abb. 10a). Das nördliche seichte Fahrwasser wird von einem unter der Fahrbahn liegenden, eisernen, vollwandigen Bogenträger mit gleichlaufenden Gurtungen und 107 m Stützweite

überspannt (Abb. 10 b). Die Öffnung mit dem beweglichen Überbau ist ebenso wie beim Entwurf „Simplicitas" an der Einschnürungsstelle der Arstainseln angeordnet. Er ist als einflügelige Klappbrücke mit feststehender Drehachse geplant. Der übrige Teil der Brücke wird von Eisenbetongewölben mit wirtschaftlichen Spannweiten von 19 und 22,6 m gebildet. Für die Wahl der Überbrückung der südlichen Fahrstraße mit einem einzigen Bogen waren vor allem wirtschaftliche Gesichtspunkte ausschlaggebend. Nach den Berechnungen der

Abb. 8. „Simplicitas". Entwürfe II und III. Klappbrücke.

Verfasser würde eine die südliche Fahrstraße in drei Öffnungen übersetzende Balkenbrücke mit 120 bis 130 m Spannweite der Mittelöffnung wegen der hohen Kosten für die tief zu gründenden Mittelpfeiler 363 100 Kronen teurer werden als die geplante Bogenbrücke. Für die Anordnung der Öffnung mit dem beweglichen Überbau an der Einschnürungsstelle der Arstainseln waren dieselben Gründe maßgebend, wie sie schon bei der Beschreibung des Entwurfes „Simplicitas" erörtert sind. Um die Konstruktionsunterkante des beweglichen Überbaues möglichst hoch legen zu können, wurde die Oberkante der vollwandigen Hauptträger mit der Oberkante der Geländer der angrenzenden Eisenbetonbrücken gleich hoch angeordnet. Die Aufstellung des großen eisernen Bogens ist im ersten Bauabschnitt auf festen Gerüsten geplant. Die Möglichkeit, den großen Bogen im freien Vorbau herzustellen, ist fraglos vorhanden, wie z. B. die Errichtung der Höllentorbrücke in Amerika gezeigt hat. Nach den Vergleichsrechnungen der Verfasser wird sich aber der freie Vorbau trotz der ungünstigen Untergrundverhältnisse teurer stellen als die Aufstellung auf festen Gerüsten. Für den zweiten Bauabschnitt wird nur der freie Vorbau in Frage kommen. Die Gründung gestaltet sich im großen und ganzen einfach, nur das den kleineren Eisenbogen nördlich begrenzende Widerlager muß mit Druckluft gegründet werden; alle übrigen Pfeiler und Widerlager können in offenen Baugruben, teils mit, teils ohne Wasserhaltung zwischen Spundwänden oder Fangedämmen auf den Fels gesetzt werden.

Nach dem Urteil des Preisgerichtes stellt der Entwurf eine gute, wirtschaftliche und in den Einzelheiten in der Hauptsache einwandfrei durchgearbeitete Lösung dar, welche die Forderungen der Schiffahrt gut berücksichtigt und sich zur Ausführung eignet.

Diesem Urteil stimmen wir zu. Der Gesamteindruck des Bauwerkes ist gut. Durch den großen, kühnen Bogen, der sich in einer auch für jeden Laien verständlichen und ansprechenden Weise auf natürliche Widerlager stützt, wird die Hauptschiffahrtstraße richtig betont. Auch die Formen der anderen Bauteile lassen deutlich ihre Zweckbestimmung im rechten Lichte erscheinen.

3. Entwurf:
„Hammarbyleden".

Auch dieser Entwurf ist in verschiedenen Lösungen vorgelegt worden, von denen drei Vorschläge hier besprochen werden sollen.

Vorschlag I (Abb. 11 u. 12). Die südliche Fahrstraße ist hier, ähnlich wie beim Entwurf „Simplicitas", mit einem Überbau über drei Öffnungen überbrückt, die Mittelöffnung mit einem 119 m weit gespannten, eisernen, gegliederten Zweigelenkbogen mit Zugband und jede der Seitenöffnungen mit einem Parallelfachwerkträger (Abb. 11). Auch hier ist das Überbausystem ein Auslegerträger, die Gelenke liegen aber abweichend von dem Entwurf „Simplicitas" in den Seitenöffnungen. Der mittlere Überbau kragt beiderseits 15 m in die Seitenöffnungen vor und stützt an den Endpunkten je einen 32,50 m weit gespannten Schwebeträger. Es entsteht so ein angemessenes Verhältnis zwischen der Weite der Mittelöffnung und der Weite der Seitenöffnungen. Das Zugband des Bogenträgers liegt in Fahrbahnhöhe und greift an den den Auflagern

Abb. 9. „Simplicitas". Entwurf III. Betonbogenbrücke.

benachbarten Knotenpunkten an. Der Bogenobergurt endet über den Auflagern in Höhe der Kragarmobergurte, die mit den Obergurten der Schwebeträger bündig liegen. Der Schwebeträger der den Arstainseln benachbarten Seitenöffnung bildet den beweglichen Überbau für hochmastige Schiffe (Abb. 12); er ist eine einflügelige Klappbrücke mit feststehender Drehachse auf dem am Südstrand der Arstainseln errichteten Widerlager. Die Richtung der Schiffahrtstraße kreuzt an dieser Stelle die

Brückenachse schiefwinklig; die Stützweite des beweglichen Überbaues von 32,5 m genügt aber, um in der Brücke senkrecht zur Schiffahrtstraße eine lichte Öffnung von 24 m frei zu machen. Die Obergurte der Hauptträger der Klappbrücke liegen in Höhe der Oberkante der Geländer. Auf diese Weise konnte den Trägern eine günstige Höhe gegeben werden, ohne die Durchfahrthöhe unter der geschlossenen Klappe zu sehr zu beschränken. Diese beträgt noch 22,5 m über M. W. Um die hochragenden Teile der durchfahrenden Schiffe vor Beschädigungen durch den Kragarm zu schützen, ist unter dem Ende des Kragarmes ein kräftiges Leitwerk vorgesehen.

Der Teil über den Arstainseln ist mit einem gewölbten Betonviadukt, dessen einzelne Öffnungen Spannweiten von 12,35 m besitzen, überbrückt. Der diesen Brückenteil südlich begrenzende, den Keller der Klappbrücke einschließende Endpfeiler ist sehr kräftig gehalten. Das südliche Endbauwerk der Brücke ist in Gewölbe aufgelöst, die ebenfalls 12,35 m Spannweite aufweisen. Die Strecke zwischen den Arstainseln und dem Nordufer ist mit eisernen Überbauten auf eisernen Stützen überbrückt, um, wie die Verfasser angeben, auch im nördlichen Teil der Brücke einen freien Durchblick zu gewinnen.

Abb. 10a. Entwurf: „Über Land und Wasser". Übersicht.

Abb. 10b. Entwurf: „Über Land und Wasser". Überbrückung des nördlichen Fahrwassers.

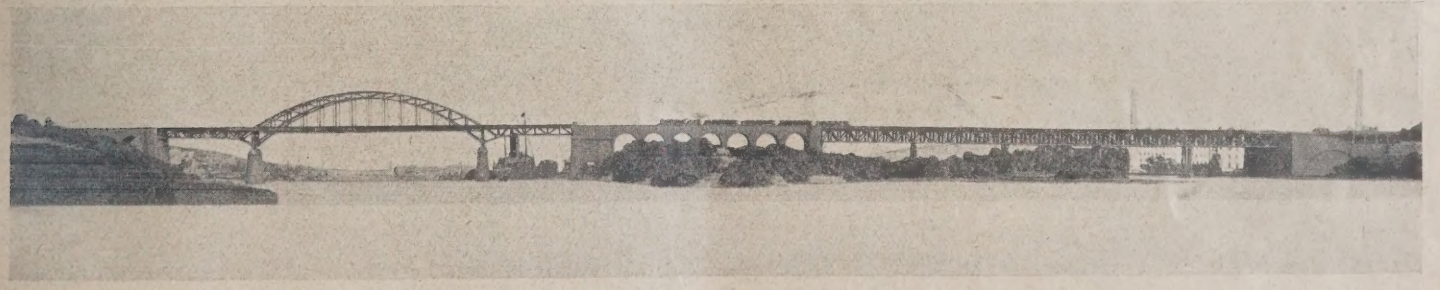


Abb. 11. Entwurf: „Hammarbyleden". Vorschlag I. Übersicht.

Es sind fünf Öffnungen vorgesehen. Die Überbauten sind unter der Fahrbahn liegende Parallelfachwerkträger in Kragträgerform. Die Gelenke liegen von Süden gerechnet in der zweiten

und vierten Öffnung. Die Stützweiten der ersten vier Öffnungen betragen je 50,5 m, die größte Stützweite der schiefen nördlichen Endöffnung 52,0 m. Das nördliche Endbauwerk besteht aus dem wasserseitigen Widerlager und einem den Raum zwischen diesem und dem ansteigenden Fels überspannenden Gewölbe von 35 m Stützweite. Der Scheitel dieses Gewölbes liegt unter dem tief liegenden Ausziehgleis.

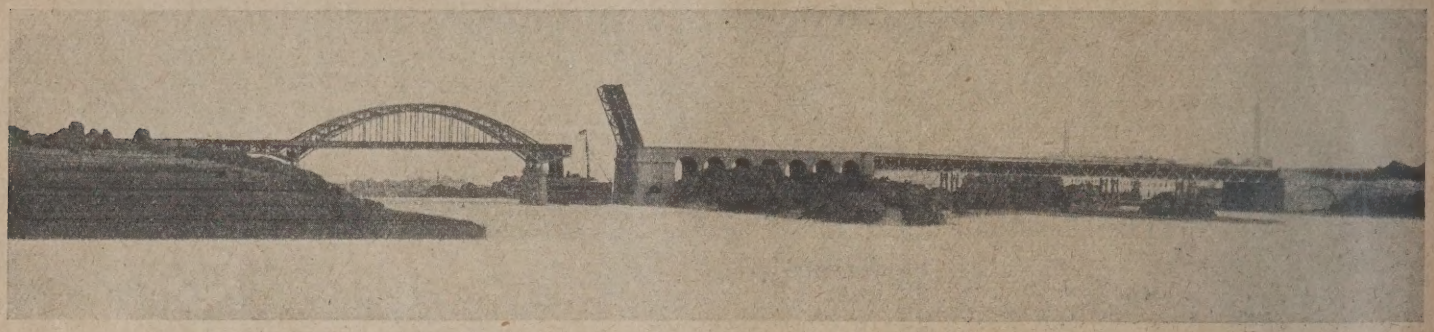


Abb. 12. Entwurf: „Hammarbyleden". Vorschlag I. Übersicht mit geöffneter Klappe.

Für die beiden Pfeiler in der südlichen Fahrstraße, den Unterbau des nördlichsten eisernen Pfeilers in der nördlichen Fahrstraße, den Pfeiler, der die Drehachse der Klappbrücke trägt, und das wasserseitige Widerlager des nördlichen Endbauwerkes ist Druckluftgründung vorgesehen. Die Unterbauten des ersten und dritten eisernen Pfeilers sollen auf Holzpfahlrost gegründet werden. Alle anderen Pfeiler und Widerlager können unmittelbar auf den Fels aufgesetzt werden.

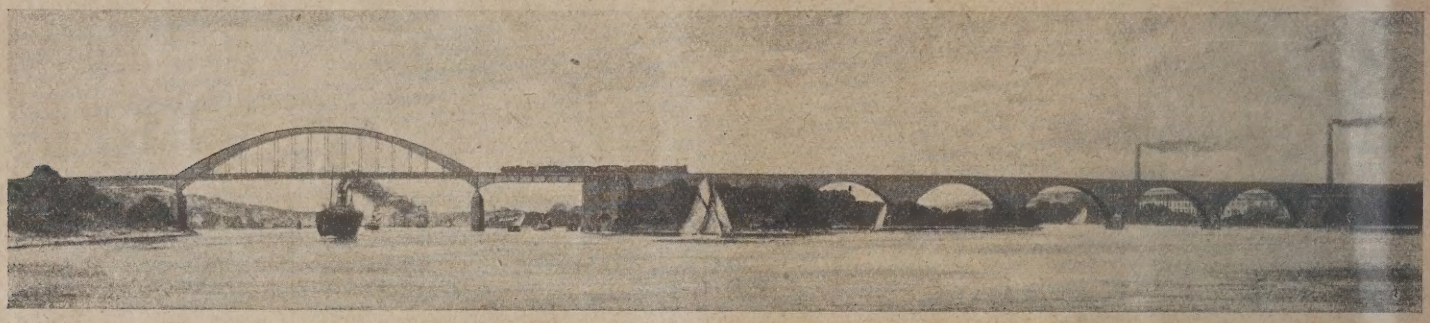


Abb. 13. Entwurf: „Hammarbyleden". Vorschlag III. Übersicht.

Die eisernen Überbauten der Seitenöffnungen in der südlichen Fahrstraße und die eisernen Überbauten im Nordteil der Brücke sollen auf festen Gerüsten aufgestellt werden. Für den Überbau der Mittelöffnung in der südlichen Fahrstraße ist ein Aufstellungsverfahren geplant, das den Einbau von festen Rüstungen in der Mittelöffnung vermeidet, was im ersten Bauabschnitt mit Rücksicht auf die Kosten, und im zweiten Bauabschnitt auch mit Rücksicht auf die Schiffahrt durchaus erwünscht ist. Der größte Teil des Überbaues wird auf dem festen Gerüst der südlichen Seitenöffnung und dem entsprechend hergerichteten Unterbau des südlichen Endbauwerkes aufgestellt, während der kleinere nördliche Teil des Überbaues in die Mittelöffnung frei vorgekragt wird. Der fertig vernietete Überbau wird dann am südlichen Ende auf einen 32-rädrigen Wagen abgesetzt und unter dem übergekragten Ende von einer auf Prähmen aufgebauten Rüstung gefaßt, die ihn bei Abgabe von Wasserballast von dem vorübergehenden Lager auf dem südlichen Pfeiler abhebt. In diesem Zustande wird der Überbau schließlich mit Winden über die Mittelöffnung in seine endgültige Lage gezogen.

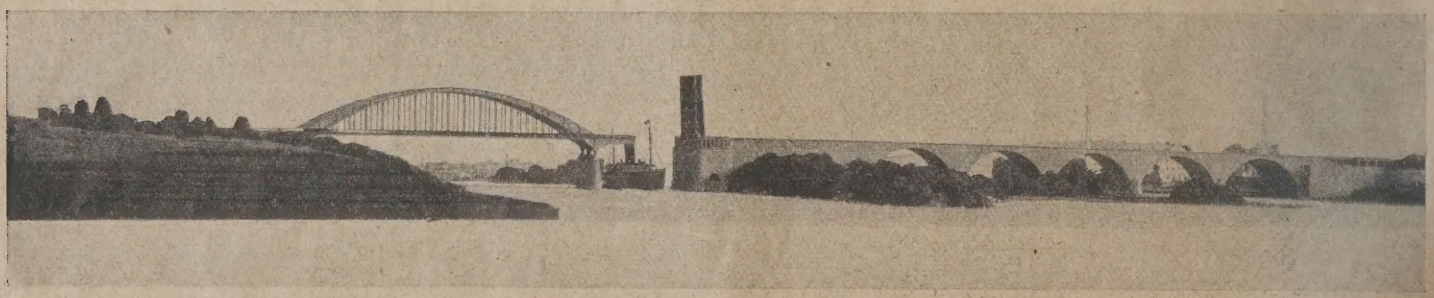


Abb. 14. Entwurf: „Hammarbyleden". Vorschlag III. Übersicht mit geöffneter Klappe.

Die Verfasser heben hervor, daß für die äußere Gestaltung des Bauwerkes neben den wirtschaftlichen und schönheitlichen Gesichtspunkten auch die Rücksicht auf die Zweckbestimmung ausschlaggebend gewesen sei. In dem Teil der Brücke, der nur von den Rücksichten auf die Überführung der Eisenbahn beherrscht wird, bildet eine im großen und ganzen wagerechte Linie die Oberkante des Bauwerkes, während in dem Teil, in dem Eisenbahn und Schiffahrt gleiche Bedeutung haben, durch einen kühnen, sich hoch über die wagerechte Fahrbahn erheben-

den Bogen auf die Lage der Hauptschiffahrtstraße weithin sichtbar hingewiesen wird.

Vorschlag II. Dieser Entwurf unterscheidet sich von dem vorigen hauptsächlich nur durch Vergrößerung der Stützweite der Mittelöffnung auf 152 m, wodurch die tiefe, teure und schwierige Gründung des südlichen Mittelpfeilers mittels Druckluft vermieden wird. Der Überbau der Mittelöffnung kragt beiderseits 21,1 m in die Seitenöffnungen vor. Die Stützweite der Klappbrücke ist dieselbe wie beim Entwurf I; der Schwebeträger der südlichen Seitenöffnung ist 26,0 m weit gestützt. Den großen Überbau von 152 m Spannweite glauben die Verfasser wegen seines großen Eigengewichtes nicht so aufstellen zu können, wie es beim Entwurf I vorgeschlagen ist; sie sehen vielmehr für die Errichtung dieses Überbaues feste Rüstungen an Ort und Stelle vor.

Vorschlag III. Die Stützweiten des eisernen Überbaues über den drei Öffnungen der südlichen Fahrstraße sind dieselben wie beim Entwurf II. Auch zeigt der Überbau dasselbe System wie der des Entwurfes II und I, er ist aber vollwandig ausgebildet (Abb. 13 u. 14). Die oberen Gurtungen des Blechbogens stoßen über den Auflagern der Mittelpfeiler mit den Obergurten der seitlichen Überbauten zusammen; die unteren Gurtungen enden an den Auflagern über den Mittelpfeilern. Die Obergurte der seitlichen Überbauten liegen wie beim Entwurf I in Höhe der Oberkante des Geländers. Die Überbrückungen der Arstainseln und des nördlichen Fahrwassers sind zu einem einheitlichen Bauwerk aus Beton zusammengefaßt. Auf den Arstainseln zeigt das Bauwerk volle Seitenwände in ganzer Höhe, im nördlichen Fahrwasser fünf Betongewölbe von 51 m lichter Weite. Die Fahrbahn über den Gewölben wird von einzelnen Pfeilern getragen. In der Stirnfläche ist jedoch eine durchgehende Eisenbetonwand eingezogen, um dem Bauwerk ein ruhiges Aussehen zu verleihen.

Die geplante Aufstellungsart des eisernen Überbaues ist dieselbe wie beim Entwurf II.

Der nördliche Pfeiler in der südlichen Fahrstraße, der Pfeiler, der die Drehachse der Klappbrücke trägt, das wasserseitige Widerlager des nördlichen Endbauwerkes und der nördlichste Pfeiler der Gewölbestrecke sollen mit Druckluft gegründet werden. Alle übrigen Pfeiler und Widerlager werden teils unmittelbar auf den zutage tretenden Fels aufgesetzt, teils in offener Baugrube zwischen Fangedämmen auf Fels gegründet.

Das Preisgericht gibt dem Vorschlag III den Vorzug, es hebt die ruhige und anmutige Wirkung des ganzen Bauwerkes lobend hervor, betont aber, daß die Kosten für das Bauwerk durch die große Spannweite des Überbaues über der Mittelöffnung in der südlichen Fahrstraße und durch die infolge der schrägen Lage der Schiffahrtstraße zur Brückenachse bedingte verhältnismäßig große Stützweite der Klappbrücke recht hoch ausfallen, und daß die Wahl für die Lage der Klappbrücke vom Standpunkte der Schiffahrt nicht als sehr glücklich angesehen werden kann. Das Preisgericht glaubt außerdem die Anordnung einer geschlossenen Wand an der Stirnfläche der gewölbten Brücke nicht billigen zu sollen. Im übrigen wird der Entwurf als eine technisch und architektonisch gute Lösung bezeichnet.

Im großen und ganzen treten wir dem Gutachten des Preisgerichtes bei, halten aber im Gegensatz zum Preisgericht gerade die Anordnung einer vollen Stirnwand über den Gewölben für außerordentlich glücklich, da ohne diese der ruhige und geschlossene Eindruck des ganzen Bauwerkes nicht möglich ist. Die Form des vollwandigen eisernen Überbaues über der südlichen Fahrstraße ist im geschlossenen Zustande der Klappbrücke aus den bei der Besprechung des Entwurfes „Simplicitas" erörterten Gründen als sehr befriedigend zu bezeichnen. Im geöffneten Zustande der Klappbrücke (Abb. 14) verliert aber der kühne Bogen über der Mittelöffnung für den Laien auf der Nordseite den stützenden Teil, der den Bogenschub dem Widerlager zuführt. Die südliche Seitenöffnung (Abb. 13) verliert sich im ansteigenden Gelände. Es entsteht hierdurch kein so glückliches Brückenbild wie bei der Anordnung nach Vorschlag I (Abb. 11). Da außerdem die im Entwurf I vorgeschlagene Aufstellungsart für den Mittelbogen unter allen Umständen der Aufstellung auf festen Gerüsten an Ort und Stelle vorzuziehen ist, aber bei der großen Spannweite von 152 m von den Verfassern für nicht möglich gehalten wird, so will uns als die beste Lösung diejenige erscheinen, bei der ein vollwandiger Überbau mit den Abmessungen des Entwurfes I mit dem übrigen Teil des Entwurfes III vereinigt wird.

(Fortsetzung folgt.)

ZUR REFORM DES HOCHSCHULSTUDIUMS DER BAUINGENIEURE.

Von Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden.

Wenn in der Jetztzeit unsere akademische Jugend die Forderung auf Verbesserungen im Hochschulstudium erhebt, so darf man nicht verkennen, daß die allseitig von den Studierenden unserer Technischen Hochschulen geäußerten Wünsche nicht nur aus der Zeit und ihrer umgestaltenden Kraft geboren sind, sondern daß sie in ihren Anfängen bereits auf die Zeit vor dem Kriege zurückgreifen. Wenn man auch — namentlich was die Bauingenieur-Abteilungen anbelangt — nicht so weit gehen darf, daß man von einem Stillstand der inneren Entwicklung des Fachstudiums vor dem Jahre 1914 sprechen kann, so wird doch zugegeben werden müssen, daß allerdings das letzte Jahrzehnt vor dem Kriege nicht die kraftvolle Fortentwicklung des wissenschaftlichen Hochschulbetriebes gebracht hat, welche die gesteigerte und kühn vorwärts eilende Tätigkeit unserer Industrie, unserer heimischen Ingenieurpraxis hätte erwarten lassen. Es ist hier nicht die Stelle, darüber ausführliche Untersuchungen anzustellen, wer die Schuld an den immerhin in gewissem Grade vorhandenen und zuzugestehenden Übelständen zu tragen hat, zu orforschen, was trotz eifrigen Bemühens der Fachprofessoren eine wirkliche großzügige Fortentwicklung des eigentlichen Fachstudiums erschwert hat. Zu einem nicht unerheblichen Teil hat hierbei der zwar von gutem Willen eingegebene, aber weder zutreffende, noch von Verständnis für die Bedürfnisse des Ingenieurstudiums getragene Grundgedanke mitgewirkt, daß die Wissenschaftlichkeit der Ausbildung eine Herabminderung der bisherigen hohen Anforderungen in Mathematik und Naturwissenschaften nicht zulasse und eine weitere Ausgestaltung und Vertiefung des Fachstudiums, ebenso wie eine weitere Einzelzergliederung dieses von der Hochschule zur „Fachschule" führen könnte. Gerade das Gegenteil wird eintreten. Der Studierende, der befreit wird von manchem, dessen Beherrschung für ihn zwar erwünscht, aber nicht geboten ist, wird mit gesteigertem Interesse und verstärkter Arbeitslust und -kraft sowie bei erhöhter Arbeitszeit die Probleme seines Berufsstudiums viel tiefer zu erfassen und selbständig forschend aus ihnen vielmehr an Aufgabestellung und -lösung herauszuarbeiten vermögen als bisher und somit in verstärktem Maße lernen, in echtem Sinne wissenschaftlich zu arbeiten. Wenn sich alles das in den letzten Jahren vor dem Kriege nicht in wünschenswerter Weise entwickelt hat, so liegt das auch zu einem erheblichen Teil an der mit der Zeit nicht fortgeschrittenen Organisation unserer Technischen Hochschulen, bei denen zwar satzungsgemäß die Fachabteilung für den wissenschaftlichen Stand des Fachstudiums zuständig und verantwortlich ist, aber bei Durchführung dieser Aufgabe dann nicht selten auf Schwierigkeiten gestoßen ist, wenn am Unterbau des Studiums erhebliche Veränderungen und Ab-

striche als notwendig erachtet wurden. Hier muß in Zukunft aus der Verantwortlichkeit der Fachabteilung und deren Sachverständigkeit, wenn eine wirklich gesunde Entwicklung angebahnt werden soll, die Forderung erwachsen, daß die Fachabteilung allein über die Bedürfnisse ihrer Studierenden zu entscheiden und nach diesen das Maß der Forderung zu bestimmen hat. Dabei wird selbstverständlich der wissenschaftliche Hochschulbetrieb in breiter Freizügigkeit die Möglichkeit offen zu lassen haben, daß ein Studierender, der sich in den grundlegenden mathematischen und naturwissenschaftlichen Disziplinen wie auch in seinem Fache erheblich weiter fortbilden will, als es für das Normalstudium und die Normalentwicklung der Studierenden erforderlich erachtet wird, zu Sonderstudien reichlich Gelegenheit hat. Der Studienplan in seiner normalen Ausgestaltung ist aber nur durch die Forderung zu begrenzen, daß das geboten werde, was ein jeder Bauingenieur braucht, um sein Fachstudium mit Erfolg zu durchdringen.

Unser bisheriges **Vorstudium** krankt, wie auch unsere Studierenden mit Recht betonen, daran, daß in viel zu geringem Umfange auf das Rücksicht genommen wird, was ihnen bereits auf der Mittelschule geboten ist. Wenn man auch nicht verkennen darf, daß jeder Lehrgegenstand auf einer Hochschule von höherer wissenschaftlicher Warte aus vorgetragen wird, als auf der Mittelschule, daß der akademische Vortrag neben der hier weit mehr wirkenden Persönlichkeit des Dozenten auch durch ganz andere und erweiterte Hilfs- und Anschauungsmittel unterstützt werden kann, als im normalen Schulbetriebe, so würde doch ein Verfolgen dieser unbestreitbaren Vorzüge dem Grundsatze zuwiderlaufen, daß das Gute, d. h. das auf der Mittelschule Gebotene — nicht ein Feind des Besseren, das die alma mater geben könnte, sein darf. Und wenn auch in manchen Fällen es sogar fraglich ist, ob im Sinne akademischer Ingenieurausbildung das auf der Mittelschule Erlernte nach Wert und Inhalt unter den Begriff des „Guten" fallen kann, so darf man sich dem nicht verschließen, daß einem jeden Studierenden, der es ernst mit seiner Ausbildung und seinem Fortkommen meint, reiche Gelegenheit geboten wird, und wo sie noch nicht vorhanden ist, unschwer in Zukunft gegeben werden kann, die zutage tretenden Lücken seines Schulwissens auszufüllen. Gerade eine Entlastung des Vorstudiums wird auch hier in erhöhtem Maße die Möglichkeit eigener Fortbildung unter Heranziehung der Literatur bieten. Das wird auch von der zum Teil noch recht verschiedenen Schulausbildung auf den humanistischen und den Realanstalten gelten. Wenn auch hier die Technischen Hochschulen von sich aus immer dafür eintreten werden, daß namentlich der naturwissenschaftliche Unterricht in Chemie, Physik, der mathematische in analytischer und vor allem in darstellender Geometrie soweit ausgedehnt und vertieft wird, daß die Abiturienten aller Mittelschulen genügende Kenntnisse für ihr Studium an einer Technischen Hochschule von vornherein mitbringen, so wird man doch nicht verkennen, daß derartige Verhältnisse nicht von heute zu morgen sich schaffen lassen und daß demgemäß — dabei denke ich namentlich an jüngere Privatdozenten — auch auf der Hochschule die Gelegenheit geboten werden sollte, auch die Schulkenntnisse in den vorgenannten Lehrfächern zu verbessern und zu erweitern. Mit einem Grundsatze, der bisher die Ausgestaltung unseres Studiums geleitet hat, wird aber in Zukunft zu brechen sein, nämlich mit dem, daß alles, was vorgetragen wird, auch ein Fach der mündlichen Prüfung bildet. Hier hängt unserer Technischen Hochschule noch etwas an, was aus ihrem geschichtlichen Werden sich zwar erklärt, aber mit der Hochschule von heute und dem ernsten Streben und Verantwortungsgefühl, aber auch der Leistungsfähigkeit unserer Studierenden nicht mehr in Einklang zu bringen ist. Ohne schon heute auf die Einzelheiten einer Studienplanausgestaltung und die Bemessung des Umfangs in den einzelnen Gegenständen einzugehen, möchte ich als Grundlinien für eine Reform des Bauingenieurstudiums bezeichnen: Aufgebaut auf einer vorangehenden praktischen Tätigkeit ein im ganzen 8-semestriges Studium, geteilt in ein 3-semestriges Vorstudium, ein weiteres 3-semestriges allgemeines Fachstudium und hieran anschließend eine zweisemestrige Schluß- und Sonderausbildung in einem der Hauptfächer des Bauingenieurwesens.

Ordnet man der in Zukunft zu fordernden Freizügigkeit zwischen den einzelnen Hochschulen als oberstem Gesetze die Ausgestaltung des Gesamtunterrichtes unter und geht man hierbei weiter davon aus, daß zukünftig durch reichsgesetzliche Ordnung alle Mittelschulen ihr Schuljahr Ende März schließen werden, so ergibt sich die Lage einer halbjährlichen praktischen Ausbildung für den Bauingenieur naturgemäß in dem ersten Sommersemester nach dem Maturum und der eigentliche Studienbeginn mit einem Wintersemester zu Anfang Oktober. Die zukünftig zu fordernde fünf- bis sechsmonatige praktische Tätigkeit soll auf einer Baustelle erledigt und in dieser Zeit dem Anfänger Gelegenheit gegeben werden, sein Fach oder Teile dieses handwerksmäßig kennen zu lernen; alsdann steht zu erwarten, daß der junge Studierende mit ganz anderem Interesse und erheblich besserer Aufnahmefähigkeit allen den Problemen gegenübertreten wird, die ihm im Studium — anfänglich und später — begegnen. Daß in besonderen Fällen die praktische Arbeitszeit auch in mehreren großen Ferien erledigt werden kann, bedarf kaum der Heraushebung.

Im **dreisemestrigen Vorstudium** müßte betrieben werden:

a) höhere Mathematik, soweit ihrer der Bauingenieur für sein Studium, namentlich im Hinblick auf die Statik der Baukonstruktionen, bedarf; für eine weitere Vertiefung nach der Vorprüfung wären hier u. a. die für das Normalstudium durchaus entbehrliche analytische Geometrie des Raumes sowie schwierigere Gebiete der Infinitesimalrechnung vom allgemeinen Lehrgange auszuschalten. Darstellende Geometrie gehört in erster Linie auf die Mittelschule. Was hier in normalem Lehrbetriebe auf vielen Oberrealschulen, auch auf vielen Realgymnasien (z. B. den sächsischen) gelehrt wird, reicht vollkommen für die Bedürfnisse des Bauingenieurs aus. Von nicht sachkundiger Seite wird gerade das, was der Bauingenieur an darstellender Geometrie nötig hat, vielfach stark überschätzt; hier sind es nur einfache Durchdringungsaufgaben und Abwickelungen, die einfachsten Kenntnisse des Zusammenhanges von Grundriß und Schnitten, die zu fordern sind. Der früher ein beliebtes Anwendungsgebiet bildende „Steinschnitt", ist durch die Verwendung des Betons als Baustoff für verwickelte, schiefe usw. Massivbauten, heute vollkommen bedeutungslos und kann entfallen. Dort aber, wo darstellende Geometrie in ihren Grundzügen auf der Mittelschule noch nicht geboten wird, dürften ein kurzer einsemestriger Vortrag, und wenige den Bedürfnissen der Praxis entlehnte Überlegungsaufgaben als Nachweise bei der Prüfung vollkommen ausreichen.

b) Auf Vorträge in Physik und Chemie wird der Bauingenieur nicht gern verzichten; sie sollen sich aber an den Schulunterricht als weitere Fortbildung der Studierenden anschließen, nicht eine, wenn auch wissenschaftlich höherstehende, Wiederholung des auf der Mittelschule mehr oder weniger gut vorgetragenen Stoffes bilden. Hier wäre in Physik ein Vortrag erwünscht, der die modernen Fortschritte der Physik und ihre Ziele vorführte, aber nicht ein Gegenstand der mündlichen Prüfung sein dürfte.

Ähnlich liegt es bei der Chemie. Wenn auch hier für die Abiturienten der humanistischen Gymnasien ein kurzes, von einem Privatdozenten oder Extraordinarius abgehaltenes Einführungskolleg z. Z. noch nicht zu umgehen ist, so wird doch auch hier allgemein Wert auf einen den Bedürfnissen des Bauingenieurs angepaßten Vortrag gelegt, der vorwiegend die Mörtelchemie und die grundlegenden chemischen Vorgänge bei der Verhüttung des Eisens zu geben und in dieser Hinsicht

dem vom Ingenieur zu lesenden Vortrag über Baustoffkunde als chemisch-technische Grundlage zu dienen hätte.

c) In der technischen Mechanik, einschließlich der Graphostatik und der Festigkeitslehre, ist schon vielfach der Wunsch erörtert worden, jene Gebiete, wie es auch an den meisten preußischen Hochschulen seit langem mit bestem Erfolge eingeführt ist, einem Bauingenieur zu übertragen und sie für die Bauingenieurabteilung besonders lesen zu lassen. Die oft vertretene Meinung, daß die technische Mechanik die gemeinsame Grundlage für das Studium aller technischen Abteilungen bilde, ist zurzeit nur noch sehr bedingt richtig. Man kann nicht verkennen, daß einmal der Architekt heute fast nur das Gebiet der graphischen Statik und der Festigkeitslehre in ihren einfachsten Grundzügen zu beherrschen braucht, während zum anderen für den Studierenden des Maschinenbaues und der Elektrotechnik die Dynamik und Wärmelehre eine weit höhere Bedeutung besitzt, wie für den Bauingenieur, der aber seinerseits an die Statik höhere Anforderungen zu stellen hat; ebenso sind auch die Probleme der Festigkeitslehre in beiden letzteren Abteilungen durchaus nicht die gleichen. Soll hier Zeit gespart und wirklich nur das Notwendige dem Bauingenieur in wissenschaftlicher Tiefe geboten werden, so wird eine Scheidung des Unterrichts in technischer Mechanik zwischen den genannten Ingenieurabteilungen zur Notwendigkeit; hierdurch wird zugleich der Bauingenieur auch auf das hingelenkt werden, was für ihn grundlegend ist und nunmehr auch durch entsprechende Übungen vertieft und ihm wirklich nahegebracht werden kann. Die nicht selten beobachteten recht geringen Kenntnisse der Bauingenieure in technischer Mechanik sind zu einem erheblichen Teil durch das Allzuviel verschuldet, das ihnen geboten wird, das einmal nicht verarbeitet werden kann und zum anderen ihren Blick und ihr Interesse von dem wirklich Wichtigen ablenkt. Die erforderliche zeitliche Beschränkung des Unterrichts in technischer Mechanik vor der Vorprüfung zeitigt auch hier den Wunsch einer weiteren Vertiefung, namentlich auch nach der analytischen Seite für besonders hierzu neigende Studierende während ihres Hauptstudiums.

d) Die Geologie bildet für den Bauingenieur ein Studiengebiet, das er nicht zu gering veranschlagen soll. Hier muß er soweit gefördert werden, daß er geologische Karten richtig zu lesen vermag und aus ihnen ein geologisches Profil ableiten kann. Im Unterricht wird Kristallographie vollkommen entfallen, Mineralogie auf das Allernotwendigste beschränkt werden können; dafür ist aber ein größeres Gewicht als üblich auf die Erschließung des Alluviums mit seien Eigenschaften zu legen.

e) Daß die Geodäsie oder besser das Feldmessen für jeden Bauingenieur zum notwendigen Rüstzeug gehört, ist unbestritten. In der Bewertung dieser Stellung aber und der sich hieraus ergebenden Ausdehnung des Vortrages und dessen zeitliche Stellung im Studium bestehen auf den einzelnen Hochschulen noch starke Abweichungen. Soll aber eine Freizügigkeit in Zukunft wirklich geboten werden, so ist auf allen Hochschulen dafür zu sorgen, daß alle geodätischen Vorlesungen und die sich an sie anschließenden kleineren und größeren Geländeaufnahmen in das Vorstudium gelegt werden und die Geodäsie auch in der Vorprüfung vollkommen zum Abschlusse gelangt. Das ist auch sachlich richtig; denn tatsächlich ist die Geodäsie kein eigentliches Bauingenieurfach, sondern für die meisten Bauingenieure nur ein Hilfsfach, allerdings von besonderer Bedeutung. Dem Umstande, daß vielleicht in Zukunft der in Deutschland ausgebildete Bauingenieur gezwungen sein kann, ins Ausland zu gehen und hier ihm in erhöhtem Maße und mit selbsteigener Verantwortlichkeit feldmesserische Aufgaben im Eisenbahnbau, bei Wasserstraßen, im Städtebau usw. gestellt werden dürften, sollte aber auch hier die Veranlassung bieten, nach der Vorprüfung sich auf diesem Gebiete, namentlich in der höheren Geodäsie, in der Anwendung der Theorie der kleinsten Quadrate usw. weiter zu vervollkommnen.

f) Zu den Vorprüfungsfächern gehören endlich noch die Gebiete Maschinenelemente und Baukonstruktionen. Während sich über den Unterricht im Gesamtmaschinenbau in einer späteren Nummer dieser Zeitschrift ein ganz besonders berufener Vertreter dieses Gebietes aussprechen wird, möge bezüglich der Baukonstruktionen nur kurz hervorgehoben werden, daß hier eine vielseitige Verbesserung — namentlich im Hinblick auf die Übungen — am Platze ist. Die Absicht, den Studierenden durch Einführung in die Verbandlehre und die einfacheren Hochbaukonstruktionen zu eigenem Konstruieren anzuregen, wird hier in nur seltenen Fällen ihre Verwirklichung finden. Meist wird hier nach oft jahrzehntelang bewährten „Mustern" gearbeitet, mehr ein technisches Zeichnen betrieben als auf ein selbständiges konstruktives Gestalten gesehen. Gerade hier wird in Zukunft eine durch eine größere Anzahl von Assistenten gestützte persönliche Ausbildung der Studierenden am Platze sein; an Stelle der oft farbig ausgeführten „schönen" Zeichnungen haben hier Skizzen in Blei als eigene kleinere Entwürfe zur Festhaltung der Normalverbände und üblichen Konstruktionselemente zu treten.

Verfährt man bei Aufstellung eines neuen Studienplanes nach den oben angeführten Gesichtspunkten, so wird sich ein nur **dreisemestriges Vorstudium** für den Bauingenieur tatsächlich erreichen lassen, ohne daß das einzelne Semester eine zu starke Belastung erhält. Dabei wird dem Studierenden zugleich die von ihm gewünschte Möglichkeit gegeben werden, einmal sich schon während seines Vorstudiums mit allgemeinen Geisteswissenschaften zu befassen, zum anderen aber bereits vom Beginn des Studiums an das Gebiet der Volkswirtschaft zu pflegen. Daß dieses Wissensgebiet für den Bauingenieur von grundlegendem Werte ist, wird allgemein anerkannt. Deshalb sollen auch Nationalökonomie, Privatwirtschaftslehre, Finanz- und Handelswissenschaft usw. in ausführlicher Art und in systematischer Reihenfolge während des ganzen Studienganges geboten werden. Gerade diese Unterrichts- und Wissensgebiete dienen dazu, den Bauingenieur in das richtige wirtschaftlich-technische Denken einzuführen, auf dem in erster und letzter Linie der Erfolg seiner Schöpfungen beruht. Der Bauingenieur der Zukunft muß zugleich Konstrukteur, Volkswirt und Kaufmann sein.

Wird das Vorstudium, abgeschlossen durch die Vorprüfung, auf 3 Semester begrenzt, so verbleiben für die **eigentliche Fachausbildung** 5 Semester. Im Hinblick darauf, daß heute kein Studierender mehr imstande ist, das gesamte Fachgebiet des Bauingenieurs in allen seinen Teilen auch nur annähernd zu beherrschen und daß schon seit langem hier eine Sonderausbildung nach einzelnen Teilgebieten sich herausgebildet hat, wird sich in Zukunft an ein allgemeines, für alle Studierenden verbindliches Fachstudium von etwa 3 Semestern, also vom vierten bis sechsten Semester, ein zweisemestriges Sonderstudium, dienend der Vertiefung in einem Teilgebiete, anzuschließen haben. Als Teilgebiete oder Hauptfächer in diesem Sinne werden in Frage kommen: a) Wasserbau, b) Eisenbahnbau, c) Städtebau und städtischer Tiefbau, sowie d) Eisenbau und Eisenbetonbau. Während in den ersten drei Semestern nach der Vorprüfung die Statik der Baukonstruktionen, Maschinenbau, Rechtskunde usw. sowie die Grundzüge aller vorgenannten Hauptfächer, soweit ihrer der Bauingenieur als Grundlage für seine Vertiefung im Hauptfache bedarf, gelesen und durch Übungen zum geistigen Eigentum des Studierenden gemacht werden sollen, wird das letzte Jahr ihn in Sondergebiete der selbstgewählten Hauptfächer einführen und ihm in ausgedehnten Übungen Gelegenheit bieten, sich zu vertiefen und größere Entwürfe aus dem gewählten Gebiete zu bearbeiten. Es kann in Zukunft von keinem Bauingenieur, wie bisher vielfach verlangt, gefordert

werden, daß er zugleich verstehe, eine weitgespannte Eisenbrücke zu konstruieren, daß er Weichen berechnet und konstruiert, große Bahnhofsanlagen entwirft, alle wichtigen Einzelheiten im Hafen und Seebau beherrscht, städtebauliche Entwürfe liefert, Wasserkraftanlagen, gewaltige Silos in Eisenbeton usw. usw. projektiert. Alles das beherrschen zu wollen, kann entweder nur zur Verlängerung des Studiums oder zur Verflachung des Unterrichtes bzw. zum unwillkommenen und schädlichen Herausheben eines Gebietes und zur Schädigung in der notwendigen Ausbildung in anderen, oder auch zur Überanstrengung des Studierenden führen. Hier muß im Interesse der Wissenschaftlichkeit des Studiums und der Anforderungen der Praxis Wandel in obigem Sinne geschaffen werden! Nur durch Qualitätsarbeit in bestem Sinne wird der Bauingenieur der Zukunft seinen Platz ausfüllen und den Fachgenossen fremder Staaten im Wettbewerbe überlegen sein können.

Dem Wunsche der Studierenden folgend, können in Zukunft **Teilprüfungen** in der Art eingeführt werden, daß nach Abschluß eines vorbereitenden Faches bzw. nach Beendigung des allgemeinen Fachstudiums — am Ende des sechsten Semesters — die Studierenden sich bereits zu Teilprüfungen melden können. Die Erteilung des Diploms erfolgt aber auch alsdann naturgemäß erst nach Abschluß des ganzen Studiums, also auch erst nach Annahme der Diplomarbeit und Bestehen aller Einzelprüfungen. Durch die Einführung der Teilprüfungen wird eine größere Freizügigkeit eintreten, als sie bisher möglich war; namentlich werden alsdann auch Studierende, die nach dem sechsten Semester ihr allgemeines Fachstudium bereits abgeschlossen haben, die Hochschule nunmehr aufsuchen können, auf der sie am meisten hoffen, sich im Hauptfache vertiefen und entwickeln zu können. Wie auf den Universitäten wird demgemäß auch in Zukunft auf den Technischen Hochschulen der durch seine Leistungen herausgehobene Dozent eine allgemeinere Anziehungskraft ausüben und seine eigene Schule sich zu bilden vermögen.

Freilich darf man nicht verkennen, daß alle diese Reformvorschläge nicht von einem Tage zum anderen in die Wirklichkeit umgesetzt werden können; daß sie aber über kurz oder lang kommen, dafür bürgt neben ihrer Anerkennung durch eine große Anzahl der akademischen Lehrer vor allem der zielbewußte, feste Wille unserer Studentenschaft, ihr Studium so zweckmäßig und vollkommen wie möglich auszugestalten und ihrem späteren Lebensberufe bereits auf der alma mater so viel Kraft und Inhalt zuzuführen, wie irgend erreichbar.

EINWIRKUNG VON SÄUREN UND SALZEN AUF BETON [1].

Von Dr.-Ing. W. Petry, Regierungsbaumeister, Obercassel (Siegkreis).

Von Säuren und Salzen wird Beton mehr oder weniger angegriffen, je nach der Art und Dichte der säure- und salzhaltigen Wässer. Während das Verhalten der Salze und salzhaltigen Wässer gegenüber Beton sehr verschieden ist, sind alle Säuren dem Beton gefährlich. Die Einwirkung ist um so stärker, je heißer die Flüssigkeiten sind. Es ist nötig, soweit dies nicht von vornherein bekannt ist, die chemische Zusammensetzung der Wässer feststellen zu lassen und danach die erforderlichen Schutzmittel, Verkleidungen, Anstriche, Zusätze zu bestimmen. Haltbare Betonbehälter für Säuren herzustellen, ist nicht leicht. Wenn die Säuren heiß sind, so ist die Ausführung noch schwieriger, und wenn die Temperaturen rasch wechseln können, so ist ganz besondere Vorsicht am Platze. Die bekannten Anstrich- und Zusatzmittel widerstehen im allgemeinen nur schwachen und kalten Säuren. Die Forderungen, die an die Schutzmittel gestellt werden müssen, sind folgende:

1. Widerstandsfähigkeit gegen die Bestandteile des angreifenden Stoffes;
2. haltbare Befestigung am Beton- oder Eisenbahnkörper;
3. chemische Einwirkung des Schutzmittels auf den Beton oder Eisenbeton muß ausgeschlossen sein.

Die Schutzmittel müssen also sowohl gegen die angreifenden Säuren und Salze, als auch gegen den Beton unempfindlich sein. Anstrichmittel oder Verkleidungen müssen so angebracht sein, daß keine Fugen entstehen, die den Angriffen der Säuren oder Salze anheimfallen. Es ist also stets auch auf sachgemäße Unterkonstruktion, wie überhaupt auf größte Sorgfalt bei der Ausführung zu achten.

Nach großen Gesichtspunkten lassen sich die Stoffe, die Beton angreifen können, einteilen in

a) Wasser, das sehr rein ist, und solches, das freie Kohlensäure in Lösung enthält;
b) Säurelösungen und säurehaltige Wässer;
c) Salzlaugen und solche Wässer, die saure, insbesondere schwefelsaure Salze und Magnesiumsalze enthalten.

a) Sehr reines Wasser, das wenig gelöste mineralische Bestandteile enthält, kann Zerstörungserscheinungen am Beton hervorrufen, besonders dann, wenn es den Behälter ständig durchfließt. Die Ursache liegt darin, daß das Wasser das beim Erhärten des Betons ausgeschiedene Kalkhydrat auflöst und fortführt. Diese Zerstörungserscheinungen treten stärker auf, sobald das Wasser gelöste Kohlensäure enthält. Es bildet sich dann nämlich doppel-kohlensaurer Kalk, der im Wasser löslich ist, und bei ständiger Erneuerung des Wassers schreitet diese Auslaugung des Zementes schneller voran als bei reinem Wasser. Die lösende Wirkung der Kohlensäure ist wie jeder chemische Angriff auf Beton um so geringer, je dichter der Beton oder Zementputz ist. Bei stärker kohlensäurehaltigen Wässern empfiehlt sich aber stets ein Schutzanstrich aus Asphaltlack, einem Teerprodukt der dergl., das gegen Kohlensäure unempfindlich ist. Natürlich muß der Zementputz gut ausgetrocknet sein, ehe der Anstrich aufgebracht wird.

Es sei hier auf die Untersuchungen über den Verputz solcher Behälter und geeignete Anstrichmittel verwiesen, die in Leipzig [2]), Zwickau [3]) und Frankfurt a. M. [4]) gemacht worden sind.

b) Die Einwirkung von Säurelösungen auf Beton und Eisenbeton ist verschieden groß, je nach der Art und Konzentration der Säure. Am stärksten wirken diejenigen Säuren, die sich mit dem Kalk zu löslichen Kalksalzen verbinden, also z. B. Salzsäure, Salpetersäure, Essigsäure usw., während Säuren, die mit dem Kalk unlösliche oder schwer lösliche Verbindungen eingehen, weniger stark zerstörend wirken. Hierher gehören Schwefelsäure, schweflige Säure, die an der Luft rasch schwefelsauren Kalk erzeugt, Flußsäure usw. Wenn bei diesen Säuren der Angriff nicht so stark auftritt und fortschreitet, so ist dies damit zu erklären, daß sich aus dem unlöslichen Kalksalz und der abgeschiedenen Kieselsäure des Zementes ein Überzug über der Betonfläche bildet, der nicht mehr angegriffen wird und die Einwirkung der Säure auf den Beton vermindert und verzögert. Wie stark die Verdünnung sein muß, wenn Säuren den Beton nicht angreifen sollen, läßt sich nicht allgemein sagen. Es kommt dies ganz auf die Art der Säure an und auch darauf, ob die Flüssigkeiten kalt oder heiß sind. In letzterem Fall treten Angriffe schon bei größerem

---

[1]) Vgl. „Der Portland-Zement und seine Anwendung im Bauwesen 4. Auflage." Verlag der „Deutschen Bauzeitung", G. m. b. H., Berlin.
[2]) Vgl. Bericht über die III. Hauptversammlung d. D. B. V. 1900, S. 122.
[3]) „ „ „ „ XI. „ „ „ „ 1908, S. 180.
[4]) „ „ „ „ „ „ „ „ 1908, S. 180.
„ „ „ „ „ „ „ „ 1908, S. 168.

Verdünnungsgrad ein. Jedenfalls wird man gut tun, in allen Fällen recht vorsichtig zu sein, und bei einem Säuregehalt über $^1/_{10}$ % nicht auf Schutzanstriche und dgl. verzichten dürfen.

Einige besondere Erfahrungen, die von Betonbauunternehmungen im Laufe der Zeit gemacht worden sind, seien hier bekanntgegeben.

In einer chemischen Fabrik im Rheinland sind vor Jahren Filter für Schwefelsäuredämpfe in Beton und Eisenbeton gebaut worden. Die ausführende Firma hat damals die Verantwortung für diese Filter abgelehnt, die chemische Fabrik jedoch hat diese Verantwortung übernommen mit der Begründung, daß Schwefesäuredämpfe, wenn sie trocken sind, dem Beton und Eisenbeton in keiner Weise schaden Tatsächlich sind der ausführenden Firma Schäden an der genannten Anlage nicht bekannt geworden. Auch nach Mitteilungen von anderer Seite sollen schwache Schwefelsäuredämpfe, wenn sie trocken und namentlich wenn sie nicht warm oder heiß sind, Beton und Eisenbeton und auch gute Asphaltanstriche nicht angreifen; feuchte Dämpfe dagegen greifen Beton an und zerstören ihn mit der Zeit.

Bezüglich des Verhaltens von Salzsäuredämpfen liegen sich widersprechende Ansichten vor. Während die Verwaltung einer Verzinkerei, in der sich große Mengen Salzsäuredämpfe bilden, der Ansicht ist, daß diese Dämpfe den Beton und Eisenbeton auf die Dauer zerstören, glaubt eine Betonbauunternehmung, daß dies nicht der Fall sei, da sie selbst derartige Hallen ausgeführt und keinerlei Beanstandungen bekommen hat. Will man sicher gehen, so muß man bei Schwefelsäuredämpfen sowohl wie bei Salzsäuredämpfen zur Vorsicht raten.

Gelegentlich einer Anfrage wegen eines Betonbehälters für frische Milch ist ausgeführt worden, daß es sich nicht empfiehlt, frische Milch in unausgekleideten Betonbehältern aufzubewahren. Es besteht die Gefahr, daß die Milch selbst bei noch so dichten und glatten Wandungen in die Poren des Betons eindringt, sich dort festsetzt und Säurebildung verursacht, und daß hierdurch sowohl die Milch verdorben wie der Beton zerstört wird. Es ist also ratsam, derartige Behälter stets auszukleiden, am besten vielleicht mit glasierten Platten, und dabei noch besondere Vorsicht bei der Herstellung und Dichtung der Fugen zu verwenden.

Nach Mitteilung von sachverständiger Stelle sind Betonbehälter zur Aufbewahrung von Fruchtsäften und Fruchtweinen früher oft mit Glasplatten ausgelegt worden. Diese widerstanden dem Einfluß der Fruchtsäure. Nachdem aber zur Konservierung der Fruchtsäfte Ameisensäure und Flußsäure verwendet wird, können Verkleidungen mit Glasplatten nicht mehr in Frage kommen, da Glas von diesen Säuren angegriffen wird. Die Anstrichmittel müssen nicht nur unempfindlich gegen die Säuren, sondern auch so beschaffen sein, daß die Fruchtsäfte nicht einen unangenehmen Geschmack annehmen. Ein gutes Schutzmittel gegen Zuckersäure ist Paraffin.

Eine besonders schädliche Wirkung auf Zement übt Zucker aus [5]). Unter einer Schiffsladung Zement befanden sich einige Säcke, deren Inhalt verdorben war und nicht abband. Diese Säcke waren beim Verladen geplatzt und der ausgelaufene Zement in andere Säcke gefüllt worden. Im Schiffsraum befanden sich von einer früheren Zuckerladung her noch einzelne Zuckerkörner. Diese waren in den Zement gekommen und hatten ihn vollständig verdorben. In einem anderen Fall waren Zuckersäcke nach gründlicher Reinigung zur Verpackung von Zement verwendet worden. Auch hier genügten die geringen Spuren von Zucker, um das Abbinden des Zements zu verhindern. Nach Laboratoriumsversuchen wird Zement schon durch 0,25% Zucker unbrauchbar. Setzt man 1 bis 2% Zucker zu, so bindet der Zement schnell ab, wird aber bröckelig und ergibt keine Druckfestigkeit. Aus einer Zementmilch fällt der Zement nach Zusatz von Zucker sofort aus. In einem Warenspeicher in Australien sollen sich ernste Schädigungen des Eisenbetons an jenen Stellen gezeigt haben, wo der Boden ständig durch Sirup befeuchtet wurde. Hier handelt es sich also nicht um die Schädigung des abbindenden Zements, sondern um eine Schädigung fertiggestellter Eisenbetondecken.

Nach Mitteilung einer Lederfabrik, in der mit Chrom gegerbt wird, haben die Beton- und Eisenbetondecken unter der Einwirkung des Chroms lange Jahre hindurch keinerlei Schäden gezeigt.

Besondere Vorsicht ist beim Bau von Benzinbehältern aus Eisenbeton geboten. Selbst der dichteste Zementputz und auch asphaltartige Anstrichmittel schützen nicht gegen Benzin, da sie in Benzin löslich sind. Benzinbehälter müssen also eine Metallauskleidung oder eine Auskleidung aus glasierten Steinplatten erhalten.

Wenn es sich bei den angeführten Fällen auch nicht immer um die Einwirkung von Säurelösungen oder säurehaltiger Wässer handelte, so hängen sie doch eng damit zusammen. Ein klares Bild über das ausgedehnte Gebiet kann man nur gewinnen, wenn man über alle Erfahrungen, die mit den verschiedenartigen Säuren und Salzen fortlaufend gemacht werden, stets unterrichtet wird. Bezüglich der Einwirkung von Säuren auf Beton läßt sich soviel auch jetzt schon mit Bestimmtheit sagen, daß bei allen Säuren besondere Vorsicht am Platze ist. Gegen stärkere Säuren bieten Anstriche keinen dauernden Schutz mehr, sondern es müssen Auskleidungen mit säurefesten Platten unter Anwendung eines säurefesten Mörtels oder Kittes zur Verwendung kommen. Als säurefest können Knauffsche Platten und in Kanälen Steinzeugschalen gelten. Die Platten können in Zementmörtel verlegt werden, so daß nur die sichtbaren Fugen mit säurefestem Kitt ausgefugt zu werden brauchen. Für diese Fugen kommt auch ein Ausstemmen mittels Bleiwolle in Frage, denn es ist oft außerordentlich schwer, einen säurefesten und dauerhaften Kitt zu finden. Den wirksamsten Säureschutz dürfte eine Auskleidung mit starken Hartbleiplatten darstellen, die in den Fugen dicht miteinander zu verlöten sind. Diese Art der Auskleidung ist aber auch wesentlich teuerer als diejenige mit säurefesten Platten. Jedenfalls empfiehlt es sich, solche Auskleidungsarbeiten stets durch Spezialfirmen ausführen zu lassen.

Vielfach werden bei Betonbauten, auf welche Säuren und Salzlaugen einwirken können, Zemente, die einen geringen Kalkgehalt haben, also Eisenportlandzemente, Hochofenzemente, Montanzement usw. dem Portlandzement vorgezogen. Es wäre wohl auch die Frage zu prüfen, ob nicht durch einen Zusatz von Traß zum Portlandzement eine Bindung des überschüssigen Kalkes erreicht und der Verputz gegen Säuren unempfindlicher gemacht wird.

In der „Chemiker-Zeitung" 1917, Nr. 34, hat die Firma Friedrich Rößler, Bensheim a. B., Fabrik säurefester Produkte, ihren „Säurezement" zur Verwendung empfohlen. Er soll ein zementartiges Erzeugnis sein, das bei einer Mischung von 1 : 3 : 6 einen Beton ergibt, der den genannten Angriffen widersteht, und zwar deshalb, weil diesem Zement die Bestandteile fehlen sollen, die mit den Säuren für den Beton schädliche Verbindungen eingehen, und weil der Säurezement bei ordnungsmäßiger Verarbeitung einen so dichten Beton ergeben soll, daß er den Angriffen der Säuren und dergl. weniger ausgesetzt ist. Zahlreiche Versuche sollen ergeben haben, daß die mit diesem Zement hergestellten Säurebehälter vollkommen heil und dicht bleiben. Auf Anfragen teilt die Firma Friedr. Rößler mit, daß sich ihr Säurezement bei Lösungen von 1 bis 2% Salzsäure, Schwefelsäure, ammoniakalischen Laugen, Oxalsäuren usw. sehr gut bewährt hat. Er sei zu den Langsambindern zu rechnen, und es gälten für ihn annähernd die Normen wie für Portlandzement.

c) Während alle Säuren ohne Ausnahme den Beton mehr oder weniger angreifen, ist die Einwirkung von Salzen auf Beton sehr verschieden. Vielfach ist keinerlei Einfluß auf Beton zu beobachten, in anderen Fällen treten Angriffe und Zerstörungen ein. In jedem Falle ist die chemische Zusammen-

[5]) Vgl. Tonindustriezeitung 1913 Nr. 81.

setzung der Flüssigkeit zu berücksichtigen und danach zu bestimmen, ob besondere Schutzmittel, Anstriche, Verkleidungen usw. erforderlich sind. Auch hier liegen die Verhältnisse ungünstiger, wenn es sich um heiße Flüssigkeiten handelt, und wenn plötzliche Temperaturwechsel eintreten können. Damit die hierdurch erzeugten Spannungen aufgenommen werden können, ohne daß Risse und damit neue Angriffspunkte für die Flüssigkeiten entstehen, müssen schon in der Konstruktion der Beton- und Eisenbetonbauten die erforderlichen Vorkehrungen getroffen werden.

Von den am meisten vorkommenden Salzen sind unschädlich die Lösungen der kohlensauren Alkalien, also Kaliumkarbonat, Natriumkarbonat (Soda) und Ammoniumkarbonat. Ebenso sind Calciumchlorid, Kalium- und Natriumnitrat (Salpeter) ohne nachteilige Einwirkung auf Beton. Von schädlichem Einfluß sind dagegen Magnesiumchlorid und die im Wasser löslichen schwefelsauren Salze, also Kaliumsulfat, Natriumsulfat, Magnesiumsulfat und Eisensulfat. Besonders wichtig ist auch das Verhalten der Haloidsalze der Alkalien, also von Kaliumchlorid, Natriumchlorid (Kochsalz) und Ammoniumchlorid (Salmiak). Während im allgemeinen behauptet wird, daß diese Salze den Beton und Eisenbeton nicht angreifen, liegen doch wenigstens bezüglich der Kalilauge Erfahrungen vor, die zur Vorsicht mahnen.

Was zunächst das Kochsalz anlangt, so steht fest, daß die chemischen Einwirkungen des Meerwassers auf Beton und Eisenbeton nicht auf dieses, sondern auf das in viel geringeren Mengen vorhandene Chlormagnesium und schwefelsaure Magnesium zurückzuführen sind. Hiermit stimmt überein, daß von manchen Firmen schon vor vielen Jahren Betonbottiche für Pökelfleisch und solche für starke Salzsole in großem Umfang ausgeführt worden sind, ohne daß Nachteiliges darüber bekannt geworden wäre.

Dagegen liegen über die Einwirkung von Kalisalzen auf Beton schlechte Erfahrungen vor. Von der Verwaltung einer Salzmühle ist darauf hingewiesen worden, daß bei der Mühle eines Kaliwerkes, die in Eisenbeton errichtet war, der Beton durch das Kalisalz zerstört worden sei. Von einer Betonbauunternehmung ist mitgeteilt worden, daß in einer Mühle für Kalisalze schlechte Erfahrungen mit Eisenbeton gemacht worden seien. Die Salzlauge durchdringe den Beton, und die Eiseneinlagen würden sehr stark angegriffen. Um Zerstörungserscheinungen am Beton selbst scheint es sich in den vorliegenden Fällen nicht gehandelt zu haben, sondern nur darum, daß die Salzlauge in den Beton eindrang und die Eisen zum Rosten brachte. Es ist also nötig, den Beton so dicht wie möglich zu machen und jedenfalls ratsam, dichtende und abweisende Anstriche oder Zusätze anzuwenden, um das Eisen zu schützen.

Von besonderer Wichtigkeit ist die Einwirkung der salzhaltigen Wässer auf Beton und Eisenbeton im Kalibergbau. Aus den Erfahrungen, die einige Betonbauunternehmungen auf diesem Gebiete gemacht haben, geht hervor, daß der Beton durch die sauren Wässer im Kaligebirge angegriffen werden kann, und zwar sind die Angriffe verschieden groß, je nach der Art des verwendeten Zements. Eisenportlandzement soll sich dabei besser bewährt haben als Portlandzement; man wird aber außerdem den Beton auch äußerlich gegen den Zutritt der sauren Wässer schützen müssen. Im allgemeinen gehören langjährige Erfahrungen und Untersuchungen dazu, um vor Mißerfolgen sicher zu sein, und so kommt es, daß die Spezialfirmen auf diesem Gebiet heute auf wohl gelungene und haltbare Ausführungen zurückblicken können.

Auf Veranlassung des Vereins Deutscher Kali-Interessenten hat der Vorstand der Prüfungsanstalt des Vereins Deutscher Eisenportland-Zementwerke, Dr. A. Guttmann, Düsseldorf, Versuche darüber angestellt, inwieweit die Zemente Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement den verschiedenartigen Anforderungen des Kalibergbaues entsprechen. Aus einer Veröffentlichung der Versuchsergebnisse [6]) lassen sich für den Kalibergbau folgende Nutzanwendungen ableiten:

Die vollkommene Überlegeheit einer der drei Zementarten für die Verwendung im Kalibergbau ist nicht erwiesen worden. Welches Bindemittel sich am besten eignet, läßt sich nur sagen, wenn man die chemische Zusammensetzung der Schachtlauge und der verschiedenen Zemente kennt, und wenn ferner angegeben wird, ob Schachtlauge oder Wasser zum Anmachen des Zementes oder Mörtels Verwendung finden soll. Zemente, die nicht unbedingt raumbeständig bei Wasserlagerung (Normenprobe) sind, sind gänzlich ungeeignet. Wird Wasser zum Anmachen des Zementes verwendet und enthält

a) die Schachtlauge kleinere Mengen von Magnesiumchlorid, so empfehlen sich die kalkärmeren Bindemittel Eisenportland- und Hochofenzement;

b) in Solen mit größerem Gehalt an Gips und kleinerem an Natriumsulfat bewähren sich alle Bindemittel mit Ausnahme tonerde- und gipsreicher Zemente;

c) sind größere Mengen an Magnesiumsulfat und Magnesiumchlorid vorhanden, so scheinen die Eisenportlandzemente mit niedrigem Tonerdegehalt den Vorzug zu verdienen.

Sollen Schachtlaugen zum Anmachen benutzt werden, so werden im Falle a) tonerde- und kalkarme Eisenportlandzemente und besonders Hochofenzemente geeignet sein, im Falle b) sind die verschiedenen Zementarten ziemlich gleichwertig; im Falle c) eignen sich am besten tonerdearme und kalkreiche Eisenportlandzemente und kalkärmere Portlandzemente.

Die Bewährung der Zemente hängt also hauptsächlich von der chemischen Zusammensetzung der Solen und Schachtlaugen ab. Sofern nicht schon eingehende Erfahrungen vorliegen, empfiehlt es sich, vor größeren Bauausführungen Laboratoriumsversuche (Raumbeständigkeits- und Festigkeitsprüfungen), mindestens aber Analysen der Schachtlauge und verschiedener Bindemittel ausführen zu lassen. Normalbindende Zemente verdienen den Vorzug. Schnellbinder sind für das Versteinerungsverfahren ungeeignet. Auch bei Anwendung des Gefrierverfahrens wird man meist mit Normalbindern auskommen. Zur Erzielung hoher Widerstandsfähigkeit gegen Schachtlaugen, zur Erzielung eines möglichst dichten Betons in kurzer Zeit und zur rostsicheren Umhüllung der Eiseneinlagen ist ein fetter Beton erforderlich. Um dauernde Dichtigkeit des Schachtes zu erreichen, sind Sole und Schachtwandungen etwas feucht zu halten. Ein Zuschlag von Chlorcalcium zum Anmachwasser erhöht die Widerstandskraft des Mörtels gegen Salzlösungen. Anstriche kommen nur bei geringen Teufen und kleineren Flächen in Betracht.

Zusammenfassend kann gesagt werden:

1. Ungeschützter Beton darf, wenn Angriff von säure- oder salzhaltigen Wässern möglich ist, nur in den seltensten Fällen verwendet werden.

2. Die Art der Schutzmittel ist verschieden je nach der Art der angreifenden Wässer, ihrer Dichte und ihres Wärmegrades.

3. Soweit nicht bestimmte Erfahrungen vorliegen, empfiehlt es sich, stets einen Chemiker zu Rate zu ziehen und erst nach erfolgter Analyse des angreifenden Wassers die Schutzmittel zu bestimmen.

4. In besonders schwerwiegenden Fällen ist die Ausführung der schützenden Schicht einer Spezialfirma zu übertragen.

Bei Beobachtung aller dieser Gesichtspunkte und gewissenhafter Bauausführung kann Beton und Eisenbeton auch bei Vorhandensein säure- oder salzhaltiger Wässer ohne Bedenken verwendet werden.

---

[6]) „Kali" Zeitschrift für Gewinnung, Verarbeitung und Verwertung der Kalisalze, 10. Jahrgang 1916, Heft 22.

EISENBAUKUNST.

Von Karl Bernhard, Berlin.

1. Einleitung.

In Nr. 9 der Zeitschrift „Der Eisenbau" wird vom Standpunkte des Architekten über Baukunst und Ingenieur-Ästhetik geschrieben. Diese Ausführungen sind mir Anlaß, meine Stellung als Bauingenieur hierzu besonders darzustellen, ohne jedoch auf die Einzelheiten des genannten Aufsatzes einzugehen, welche in einer absprechenden Kunstkritik der Kölner Hohenzollernbrücke gipfeln. In der Hauptsache ist sie leider berechtigt. Da ich seit langen Jahren mich mit dem Wesen der Eisenbaukunst nicht nur schriftstellerisch, sondern auch als schaffender Ingenieur beschäftigt und den Versuch gemacht habe, durch Vorlesungen an der Technischen Hochschule zu Berlin und bei anderen Gelegenheiten über Brücken und Eisenkonstruktionen vom ästhetischen Gesichtspunkte aus an deren Entwicklung mitzuwirken, möge es mir gestattet sein, meine Darlegungen mit greifbaren Vorschlägen für die Erziehung der Eisenbaukünstler ausklingen zu lassen.

An sich ist zunächst noch festzustellen, daß die Aufgabe durchaus nicht neu ist, sondern seit mehr als 20 Jahren, namentlich seit Einführung der öffentlichen Wettbewerbe für unsere größeren Strombrücken, mit ihren mehr oder weniger für die Eisenbaukunst günstigen Ergebnissen, die Fachkreise beherrscht. Der Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine hat die in Gang gebrachte Bewegung voll gewürdigt und 1907 die Frage aufgeworfen: „Welche Wege sind einzuschlagen, damit bei den Ingenieurbauten ästhetische Rücksichten in höherem Maße als bisher zur Geltung kommen?" In seiner Abgeordneten-Versammlung 1907 ist die Ansicht zum Ausdruck gekommen, es sei in erster Linie nötig, daß „die Ingenieure eine Ausbildung erhalten, die sie zu selbständigen Baukünstlern ausreifen lasse" und die sich der Verantwortung ihres Schaffens auch in bezug auf die ästhetische Wirkung voll bewußt sind. Erst in zweite Linie wird die Zusammenwirkung von Ingenieur und Architekt zu gemeinsamem Schaffen gestellt. Über den Umfang und den Zeitpunkt der Mitwirkung des Architekten ist keine Übereinstimmung erzielt. Es wurde schon damals allgemein gefordert Wege zu finden, die geeignet sind das Verständnis für Art und Zweck die Ingenieurbauten zu fördern, und den Entwerfenden mit den Mitteln, durch die sie zu befriedigender Wirkung gebracht werden können, vertraut zu machen. Auch der Verein Deutscher Ingenieure hat sich mit der gleichen Frage beschäftigt und 1909 auf seiner Hauptversammlung sich durch Muthesius über „die ästhetische Ausbildung der Ingenieurbauten" einen Vortrag halten lassen (s. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1909, S. 1211) und 1912 auf der Hauptversammlung Peter Behrens und mich zu Worte kommen lassen über „den modernen Industriebau in technischer und ästhetischer Beziehung" (s. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1912, S. 1141). In meinem Buch „Eiserne Brücken" und an verschiedenen anderen Stellen habe ich den Gegenstand weiter behandelt, zuletzt 1914 in der Monatsschrift des Vereins Deutscher Ingenieure „Technik und Wirtschaft" in einem Aufsatz über „Urheberrechtliches im Eisenbau".

Ich gehe von dem Grundsatz aus, daß im allgemeinen der Ingenieur selbst dazu berufen ist, die Schönheit seiner Bauten zu verantworten, stehe also den Ansichten des eingangs erwähnten Aufsatzes — jedoch in Übereinstimmung mit der Grundanschauung des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine — etwas abweichend gegenüber. Von der dort befürworteten Verschmelzung der Erziehung der Baukünstler und Bauingenieure vermag ich mir nur Erfolg zu versprechen, wenn der Architekt so tief in das Wesen und die Art der Ingenieurbauten eingedrungen ist, daß er die zu behandelnden Mittel vollkommen beherrscht. Zur Begründung dieses Standpunktes bringe ich nachstehende Erörterungen auch auf die Gefahr hin, bereits an anderen Stellen von mir Veröffentlichtes zu wiederholen.

II. Eisenbaukunst.

Brücken- und Industriebau lagen früher ganz in den Händen der Architekten. Beim Brückenbau kamen verhältnismäßig kleine Öffnungen, beim Industriebau einfache Hochbauten in Frage. Soweit es sich um Steinbrücken handelte, wurden diese durch Architekten, und soweit es sich um eiserne Brücken handelte, durch Maschineningenieure erbaut. Die beispiellose Entwicklung von Industrie und Verkehr änderte aber die Sachlage und brachte eine Trennung des Bauingenieurwesens von der Architektur mit sich. Der Brückenbau ist aus dem Fach- und Lehrgebiet der Architektur wie auch des Maschinenbaues herausgenommen und fast ausschließlich dem Bauingenieurwesen zugewiesen. Hierbei ist die künstlerische Ausbildung des Bauingenieurs nach den Erfahrungen der letzten Jahrzehnte zu kurz gekommen.

Mit den Forderungen des Verkehrs wuchsen Spannweite und Höhenlage der Brücken. Früher als unüberwindlich geltende Hindernisse sind dank der technisch-wissenschaftlichen Entwicklung mit Sicherheit zu bewältigen. Die Formen traten dabei mehr in den Hintergrund gegenüber dem geistigen Inhalt. Wenn das bei den steinernen Brücken, namentlich in den Städten, weniger der Fall war, so liegt das eben daran, daß es sich bei der Vergrößerung ihrer Spannweiten lediglich um die Weiterverwendung bekannter Mittel handelte. Die schlichte, ungeschmückte Bauart bei den großen steinernen Brücken und Talübergänge im Berg- und Hügellande, für welche die Baustoffe in der Nähe gewonnen wurden, sind vom Ingenieur allein im allgemeinen befriedigend durchgeführt. Diese Brücken wirkten aber durch ihre Kühnheit und durch den Reiz in der landschaftlichen Umgebung. Über die schönheitliche Entwicklung der steinernen Brücken und neuerdings auch der Eisenbetonbrücken ist deshalb kein Anlaß zu allgemeiner Klage vorliegend. Hier handelt es sich auch um die Steinbaukunst, die bei ihren Vertretern, den Architekten, in guten Händen ist. Gegenstand unserer Betrachtung ist aber die Eisenbaukunst[1]). Um ihr Wesen zu verstehen, sind beträchtliche technische Vorkenntnisse nötig; Wasserbau, Grundbau und höhere Statik. Diese gehören aber nicht zu dem üblichen Ausbildungsgebiet der Architekten.

In aller Kürze mögen nachstehend noch einige Gesichtspunkte über die Entwicklung des älteren Brückenbaues nach

[1]) Nebenbei bemerkt, kann man sich an die verkehrsübliche Bezeichnung des Wortes „Architekt" schon deshalb nicht halten, weil der Sprachgebrauch des Fremdwortes „Architekt" in fremden Ländern anders liegt als in Deutschland und die Grenze zwischen Architekt und Ingenieur sich anders gebildet hat. In England z. B. nennt man Architekt stets den Entwurfsverfasser von Bauwerken, gleichviel, ob sie aus Stein oder aus Eisen bestehen, ob es Theater, Maschinen- oder Bahnhofshallen sind. Daß bei uns Übergänge bestehen, geht aus den Vorschlägen hervor, welche Ingenieur-Architekten schaffen wollen, d. h. Fachleute, die Ingenieurbauwerke auch architektonisch gestalten können.

Nicht in der Person, sondern in der Sache liegen selbstverständlich die Grundlagen der Unterscheidung. Die Steinbaukunst und die Holzbaukunst haben sich in alten Zeiten ohne Theorie und Statik empirisch und gefühlsmäßig entwickelt. Die Eisenbaukunst ist ein Kind der Neuzeit und hat sich durch die Wissenschaft zur heutigen Höhe erhoben. Jetzt erst fängt sie an, sich als selbständige Kunst zu entwickeln und durchzuringen. Wenn überhaupt eine Scheidung der Gebiete nötig ist, so müßte sie sich deshalb dem Baustoff angliedern und allenfalls Steinbaukünstler und Eisenbaukünstler unterschieden werden. Ein vorzüglicher Steinbaukünstler kann als Eisenbaukünstler völlig versagen, und einen Eisenbaukünstler kann man sich ganz als Laien in der Steinbaukunst denken.

architektonischer Richtung hin aufgeführt werden, unter kurzem Hinweis auf die Beispiele, in der Annahme, daß den Lesern diese Brücken bekannt sind.

Die eisernen Bogenbrücken, namentlich solche wie die Coblenzer Brücken und die Mainzer Straßenbrücke über den Rhein, wo die Bögen unter der Fahrbahn liegen, ebenso auch die Hängebrücken haben eine ältere Entwicklung hinter sich und werden den schönheitlichen Forderungen an sich durch ihre Gesamterscheinung im allgemeinen leichter gerecht, wenn nicht von den Steinbaukünstlern allerhand hinzugegeben, und wie es in dem betreffenden Aufsatz im „Eisenbau" sehr treffend vorgeführt wird, auch verdorben wird. Dahingegen führte die technische Entwicklung der eisernen Balkenbrücken zu Formen an sich, welche besonders unschön wirkten und bei denen erst durch Vorbau von Masken der Versuch gemacht wurde, ästhetischen Forderungen gerecht zu werden. Dies erfolgte durch Anbringen von Zierstücken der Schmiedetechnik oder durch Gußeisen in Steinformen aller Architekturstile, ohne daß dabei das Gefühl zur Geltung kam, hier durch Lüge und Täuschung unwürdige Verschönerungsmittel herangezogen zu haben.

So hat man sich nicht gescheut, 1860 die Trägerenden der alten Kehler Rheinbrücke mit gotischen Portalen aus feingliederigem Gußeisen zu umkleiden und die nämliche Brücke 1898 nach ihrem Neubau mit dünnen gußeisernen Platten im Renaissancestile zu umhüllen. In alter Zeit hatte man die Brücken auch zu verteidigen und sie deshalb mit zinnenbekrönten Türmen zu bewehren. Deshalb erinnerte man sich dieses architektonischen Rüstzeuges und errichtete große Steinportale, Türme, in Cöln bei der Hohenzollerbrücke burgartige Vorbauten, welche die Brückeneingänge meist verengten, ohne damit die Brücke zu einem einheitlichen, mit der Umgebung übereinstimmenden Kunstwerk zu gestalten. Nicht unerwähnt darf jedoch bleiben, daß recht große eiserne Balkenbrücken in der ersten Zeit der Entwicklung entstanden sind, die frei von solchen Zutaten noch heute schön wirken, wie beispielsweise die alte Britannia-Brücke in England mit ihren vollwandigen Paralleltrögern und ihren Steinpfeilern in altägyptischen Formen. Ebenso ist die in den 90er Jahren erbaute Kaiser-Wilhelm-Brücke in Müngsten mit ihren großen, sich gegen die Tallehnen stemmenden Mittelbögen von 180 m Weite und 110 m Höhe über der Talsohle eine eiserne Brücke von anerkannter allgemeiner Schönheit. Daß die Garabitbrücke in Frankreich, auf welche obiger Aufsatz hinweist, schöner ist, soll zugegeben werden. Über ihr hat ein überlegener Geschmack beim Entwurf gewaltet.

Abb. 1.

III. Technische Schönheit.

Die Erkenntnis der technischen Schönheit kommt allen Künsten zustatten. Wie in irgendeinem Kunstwerke zeigt sich auch in den gewaltigen eisernen Brücken- und Industriebauten der Neuzeit die Kühnheit des Gedankens; sie versetzen den Beschauer in eine höhere Stimmung, eine seelische Erhebung. Wir erkennen das Gefühl der technischen Schönheit bei den nur Nützlichkeitszwecken dienenden Eisenbauten auch in gleichem Maße wie bei den schönen Nutzgegenständen des Kunstgewerbes und empfinden sie wie diese, den eigentlichen Kunstwerken nähergerückt.

Heute ist ein weitgespannter Brückenträger oder Hallenbinder ein Bauteil, der neukünstlerischen Gesichtspunkten Rechnung tragen kann und tragen soll, selbst wenn er ohne Hilfe des „Architekten" gegliedert ist.

Die technische Schönheit soll in der Sache selbst liegen, in den schönen Verhältnissen der Linienführung, der Flächenbildung, der Raumgestaltung. Die schöne Linienführung gehört aber in großem Maße in das Gebiet des Eisenbaues.[2])

Angesichts der hochentwickelten Ingenieur-Bautechnik wäre es nun kleinmütig, anzunehmen, daß man nicht imstande sein sollte, die Erkenntnis der technischen Schönheitswerte und deren Entshehung auch auf sie und besonders den Eisenbau zu übertragen. Freilich muß zunächst mit Ansichten aufgeräumt werden, daß durch die Zweckmäßigkeit des Bauwerkes allein und vor allem dadurch, daß es mit dem geringsten Aufwand an Geld und Zeit errichtet werde, die Schönheitsfrage schon gelöst sei. Niemand wird die Eisenbahnbrücke über die Havel im schönen Stadtbilde Potsdams — eine tadellose Schwedler-Konstruktion — oder die eben vollendete Prinz-Heinrich-Brücke bei Kiel in ihrer einwandfreien technischen Güte und nacktester Zweckmäßigkeit für schön erklären. Das Zweckmäßige allein ist noch nicht schön. Die Zweckmäßigkeit und technische Vollkommenheit ist eben nur der Inhalt und die Voraussetzung für die technische Schönheit. Diese wird erst durch die Form erzeugt, die der gute Geschmack des in jedem schaffenden Menschen waltenden Formgefühls bildet. Darum muß auch die Schulung des Formgefühls bei den Eisenbauingenieuren ganz besonders gefördert werden. Treffend sagt Max von Eyth, daß die Technik dem Wahren, Guten und Schönen zugleich dienen soll. Das Wahre und Gute ergibt sich aus den großen Gesetzen der Natur, aus den wissenschaftlichen Grundlagen, aus den Forderungen der Statik, den Festigkeitseigenschaften der Baustoffe, aus der Eigenart der Örtlichkeit, kurz aus der Arbeit des Verstandes, der eine Reihe von Lösungen für dieselbe Aufgabe zutage zu fördern vermag. Sowohl beim Gesamtentwurf einer Brücke im allgemeinen, wie bei allen besonderen Fragen, bei der Pfeilerstellung im Hinblick auf die Baugrundverhältnisse, bei der Festsetzung der Spannweiten,

[2]) Die von mir 1903 erbaute Treskow-Brücke in Oberschöneweide (s. Abb. 1) (s. Zeitschrift des V. D. I. 1905 S. 1141) hat elf Jahre gestanden, bis sie im Jahrbuch des Werkbundes 1914 als neuzeitliches Kunstwerk anerkannt worden ist, aber nicht ihrer „architektonischen Ausbildung" wegen. Ihre zusammenhängende Linienführung ist neu und nur durch die Wechselwirkung von statischen und ästhetischen Gesichtspunkten zustande gekommen. Ebenso möchte ich behaupten, daß die heute, vielfach ausgeführte geradlinie Abschrägung des Bogenbinders zur Ausbildung schöner Mansardenflächen bei Hallen von mir schon 1897 für das Ofenhaus der Gasanstalt Stockholm neben der Erreichung eines konstruktiven Zweckes des schöneren Aussehens wegen angewandt worden und dann in Mariendorf, Neukölln und bei anderen Gas- und auch Elektrizitätswerken nach meinen Angaben und Entwürfen vielfach ausgeführt worden ist, besonders aber auch den Entwürfen der Turbinenhalle der AEG. in Berlin (s. Abb. 2) als ästhetische Grundlage für das eiserne Bauwerk diente. Mit diesem Hinweis möchte ich nur als schaffender Ingenieur durch eigene Beispiele vor Augen führen, daß hierbei künstlerische Zwecke mit in der Formung der tragenden Teile im Vordergrunde gestanden haben.

der Höhenlage der Fahrbahn, kurz bei jeder Entschließung des entwerfenden Ingenieurs muß dauernd der gute Geschmack eingreifen. Ich kann z. B. einer Bogenbrücke für eine Straße die beiden eisernen Tragbogen zu hoch und zu niedrig über der Fahrbahn anordnen. Der Verstand sagt mir, die notwendige Querversteifung umrahmt mit den Bogen die Fahrbahn. Um die Umrahmung aber in schönen Verhältnissen anzuordnen, kann ich den Bogenscheitel heben und senken. Ich muß also vor Beginn der eigentlichen Entwurfsarbeit das Gefühl sprechen lassen. Wenn im Eisenbau die technischen Verhältnisse auch für den Fernerstehenden schwierig zu übersehen sind, so bleibt das eine doch sicher, daß sich auch hier die technische Schönheit lediglich aus der Sache selbst entwickeln kann. Es darf kein Widerspruch zwischen Form, Inhalt und Material weder vom technischen noch auch vom ästhetischen Standpunkt aus vorliegen. Es ist deshalb eine irrige Ansicht, zu glauben, daß im Ingenieurwerk zunächst reine Verstandesarbeit vorliegt und das Künstlerische nur ein Zuschuß zum Technischen sei. Der ästhetische Überschuß oder künstlerische Zuschuß ist wahrlich doch nicht der leicht greifbare und viel verurteilte Zierrat und Maskenkram architektonischer Form. Bei allen Einzelheiten muß das ästhetische Gewissen wach bleiben und alle Entwurfsarbeiten durch den festen Willen, auch schönheitlich zu gestalten, geleitet und überwacht werden. Von vielen technischen und wirtschaftlich gleichwertigen Lösungen muß der schaffende Ingenieur deshalb auch in jedem Zustand der Entwurfsbearbeitung selbst das Schöne wählen, das Schöne aber nicht nach wesensfremden, philosophischen Kunstregeln, die ein der Sache fernstehender Künstler hineinträgt, sondern nach den Grundsätzen, daß die Schönheit aus der Sache selbst herauswachsen muß.

Abb. 2.

Es muß das Künstlerische das Technische vollkommen durchdringen. Diese eben dargelegte Art Anschauungen entsprechen auch ganz den neukünstlerischen Anschauungen über Kunst im Handwerk. Das gilt für alle Gegenstände, gleichviel ob sie vorwiegend Gebrauchsgegenstände sind oder nicht. Eine architektonisch aufgeputzte Börse oder Bahnhofshalle sind nicht mehr und nicht weniger Gebrauchsgegenstände als eine eiserne Brücke.

V. Einige neukünstlerische Wege des Eisenbaues.

Das Problem der Eisenbaukunst hat sich heute wohl soweit geklärt, daß das Ästhetische, die technische Schönheit, überall verteilt sein soll, vom Anfang bis zum Ende. Die ganze Entwurfsarbeit, nicht nur in gewissen Einzelheiten, sondern auch in den allgemeinen Zügen muß mit künstlerischem Wollen entstehen. Es ist in hohem Maße irrig, daß bei Entstehung des Entwurfes einer Brücke z. B. der Künstler erst nach dem Ingenieur herangeholt werden solle, daß erst, wie bereits erwähnt, nur Verstandesarbeit am Werke sei. Von all den vielen Brücken- und Eisenbauentwürfen, die mir in einer 30-jährigen Praxis begegnet sind — und zwar habe ich von Anfang an viel mit „künstlerisch" gestalteten Eisen- und Brückenbauten zu tun gehabt —, war der Künstler von vornherein hinzugezogen. Er hat mit dem Ingenieur die künstlerischen Gesichtspunkte bei den ersten Planungen durchgesprochen und skizziert, und beide zusammen haben Hand in Hand gearbeitet. Davon oft unbefriedigt, habe ich versucht, ohne Hilfe des Architekten namentlich Eisenbauten zu entwerfen und zu schaffen. Ich kann nur allen Nichtingenieuren gegenüber, die den Werdegang solcher Bauten nicht aus eigener Erfahrung kennen, feststellen, daß in jedem Falle die Absicht einer künstlerischen Wirkung bei den ersten Skizzen vorgeherrscht hat und daß danach die technischen Mittel gewählt und bevorzugt werden, um ein gewisses künstlerisches Ziel zu erreichen. Ein erfahrener und geschickter Ingenieur weiß, wie weit er seiner oder einer fremden künstlerischen Eingebung technisch nachgeben darf. Erfahrung und Wissenschaft umgrenzen Mittel und Wege, bilden die geistige Hemmung für den ungehinderten Lauf phantastischer Kunst[3]).

[3]) Es sei mir gestattet, als Beispiel nochmals meinen im Jahre 1901/2 entstandenen Entwurf zur Treskow-Brücke anzuführen. Das erste, was ohne jegliche statische Rechnung ausschließlich nach Geschmacksrücksichten festgestellt worden ist, war nach strombautechnischer Festlegung von Pfeiler und Spannweiten und Durchfahrtsbedingungen die Linienführung der Gurte der Hauptträger. Das war auch ganz natürlich, denn ich wollte, angeregt auf der Weltausstellung 1900 durch die neueren Pariser Straßenbrücken, eine schöne und gefällige eiserne Brücke ohne Architekten entwerfen. Nur ganz beiläufig war an einzelnen Punkten eine Berechnung, fast könnte man sagen, eine Kopfrechnung erforderlich, um zu prüfen, ob die Höhe der Hauptträger z. B. über den Strompfeilern und ihre gefällige Fortführung in den Seitenöffnungen auch nicht zu schwere und plump aussehende Stäbe zur Folge haben würde; dann würde ästhetischen Ansprüchen wieder nicht genügt sein. Da glauben viele Nicht-Bauingenieure, man rechne sich nach bestimmten Formeln so eine Eisenkonstruktion aus, und die werde leicht häßlich. Nein, gerade an der künstlerischen Seite wird ein Eisenbauwerk so gut wie jedes andere mit ausgesprochenen künstlerischen Zwecken von den Entwurfsverfassern angepackt.

Soll die Schönheit aus der Sache selbst herauswachsen, so müssen wir die Linien, Flächen und Körpergestaltung des Eisenbaues entwickeln und veredeln. Vorweg sei aber betont, daß es wohl selbstverständlich ist, daß bei den besonderen Eigenschaften des Eisens keine Zugeständnisse an die Gewohnheit gemacht werden dürfen, die durch Stein- und Holzformen sich im Formgefühl, namentlich der Steinbaukünstler, eingenistet hat, ebensowenig wie man Steinformen heutzutage bei Holzmöbeln duldet.

Man möge sich vorstellen, daß die eisernen Brückenträger entweder vollwandig, d. h. mit vollen Flächen in ganzer Ausdehnung gebildet werden, was in der Regel nur bei kleineren Trägern technisch zweckmäßig ist. Oder größere Träger werden aus Stäben zusammengesetzt, die je nach der ihnen zukommenden statisch ermittelten Kraft bemessen und aus einzelnen Walzeisen zur Erreichung der erforderlichen Querschnitte zusammengesetzt werden. Solche Stäbe werden an ihren Enden zwecks Herstellung der Träger oder Tragwände zusammengenietet, das heißt mit Hilfe von Knotenblechen an den Knotenpunkten durch Niete zusammengehalten. Diese Knotenbleche sollen sowohl aus technischen wie auch aus ästhetischen Gründen nicht unnötig groß gemacht werden, weil hierdurch die Klarheit des Stabnetzes und gleichzeitig die Erfüllung gewisser statischer Voraussetzungen gefördert werden. Unregelmäßig geschnittene Knotenbleche wirken plump und roh, wie überhaupt die Behandlung der Knotenbleche sehr in der Gesamtwirkung der Eisenkonstruktion mitspricht. Die Konstruktion des Stabwerkes erfolgt nun aus der bekannten Vorstellung, daß ein Viereck mit gelenkigen Ecken verschieblich ist, ein Dreieck dagegen nicht, daß man also aus Dreiecken einen Auslegerträger zusammenbauen kann und durch zweistäbigen Anschluß an zwei feste Punkte einen dritten festen Punkt erreicht und durch weiteren Ausbau ein Trägergebilde erzeugt, dessen Glieder zum Teil gedrückt, zum Teil gezogen werden, wenn an irgend einer Stelle des Auslegers eine Last auf ihn einwirkt. So lassen sich Träger gestalten, deren umrahmender Stabzug Gurte sind, deren innere Stäbe als Füllung dienen, um die Verschieblichkeit der Gurte zu verhindern. In der Linienführung dieser Gurte nun hat der Konstrukteur die Mittel in der Hand, nicht nur den Forderungen der Technik an Standsicherheit und Wirtschaftlichkeit gerecht zu werden, sondern auch gleichzeitig seinem Formgefühl zu folgen, bestimmte schönheitliche Wirkungen hervorzurufen. Zum mindesten vielen Unschönheiten aus dem Wege zu gehen, die durch die bezeichnenden Lehrbeispiele der älteren Trägerarten entstanden sind, wie z. B. Parallelträger, Parabelträger mit und ohne Endpfosten, mit senkrechten und schrägen Endpfosten, oder solcher, welche auch nach ihren Erfindern als Schwedler-, Pauliträger usw. benannt sind. An der Stelle der größten Biegungsmomente, bei einfachen Balken in der Mitte, bei durchlaufenden über den Stützen, liegen die Höhen aus technischen Gründen ziemlich fest; die Trägerhöhen dazwischen und der übrige Verlauf der Gurtlinien können durch das Formgefühl oft recht frei behandelt werden, da es doch praktisch nicht durchführbar ist, sie strenge nach technischen Erwägungen anzuordnen.

Ferner kann der Konstrukteur die Füllungsstäbe in einfachen, engen und weiten Dreiecken anordnen, in der Richtung der Pfosten wechseln, er kann die Dreiecke verdoppeln und gekreuzte Streben schaffen, er kann sie engmaschig anordnen und schließlich vollwandige Füllung nehmen, wie sie bei kleineren Trägern vorkommen. Geschichtlich ging die Entwicklung sogar vom letzteren aus, und aus statisch-wirtschaftlichen Gründen gelangte sie im Fachwerk zu dem einfachen Dreieck, welches auch die klarste statische Wirkung erzielt. Neuerdings wird die Dreiecksform, wie mir scheint durch Architekten, mit Unrecht verworfen und die rahmenartige, steife, strebenlose Viereckform (Vierendeel) empfohlen. Die statischen Verhältnisse sind dabei aber nicht genügend und nicht so leicht geklärt, das statische Gefühl und damit auch das Formgefühl wird weniger befriedigt; deuten die Streben doch in dem die Verschieblichkeit des Vierecks nachempfindenden Beschauer auf inneren Widerstand in der Längsrichtung. Die Aufteilung der Füllung muß im übrigen jegliche Unregelmäßigkeit und Unstetigkeit vermeiden, da sie sonst den Lauf der Gurtlinien beunruhigt, welche das Beherrschende der Form bilden.

Es ist durchaus nicht gesagt, daß hierbei das Zweckmäßige und Geschmackvolle unwirtschaftlich gegenüber dem nur Zweckmäßigen sei. Bei der Querschnittsgestaltung der einzelnen Stäbe hat der Konstrukteur es in der Hand, sie breit und schmal, schwer- und leichtwirkend anzuordnen, den Traggebilden dadurch eine leichte oder plumpe Gestalt zu geben. Bogengurte werden auf Druck beansprucht, können leicht ausknicken und verlangen breite und schwere Stäbe, Hängegurte dagegen, wie sie in Seil-, Kabel- und Kettenbrücken vorkommen, werden gezogen, können in gespanntem Zustand nicht ausweichen, verlangen also nur leichtere Abmessungen. Hier fordert der Geschmack eine ausgeglichene Bemessung der Stabbreiten im Tragwerk, um die Bedeutung der einzelnen Linien zum Ganzen abzustimmen und künstlerischen Eindruck hervorzurufen.

Besonders gilt das für den Verlauf der Linie selbst, die für Korbbogen häßlich, für Seillinien schön wirkt. Das hat seinen Grund in der geometrischen Unstetigkeit des Korbbogens. Überhaupt ist die Forderung wichtig, alle Zusammenhanglosigkeiten im mathematischen Sinne zu vermeiden. Kräftige, gleiche Knicke in der Linienführung wirken streng und stark, also schön, wenn es sich um eine große Konstruktion handelt. Bei kleineren wirken schwache Knicke oder stetig gekrümmte Linien edler.

Bei Überbrückung mehrerer Öffnungen spielt die Linienführung in ästhetischer Richtung eine besondere Rolle. Die Hauptlinien des ganzen Tragwerkes müssen zu einer schönheitlichen Gesamtwirkung zusammengefügt werden, wofür es verschiedene Ausdrucksmittel gibt.

Bei der Flächenbehandlung hochstehender Bleche stehen dem Konstrukteur eine Reihe von Mitteln zur Verfügung, durch welche eine aussteifende Wirkung der zusammengesetzten einzelnen Teile des Eisenwerks bewirkt werden soll. Diese Aussteifungen lassen sich zu Einzelwirkungen heranziehen etwa durch regelmäßige Teilung und Belebung der Flächen.

Große vollwandige Flächen, welche vom Beschauer gegen die freie Luft gesehen werden, sind besser in Stabwerk aufzulösen, da sie sonst zu schwer wirken. Immer ist aber die ganze räumliche körperliche Wirkung dabei zu berücksichtigen. Es sollte kein Eisenkonstrukteur versäumen, seine Entwürfe auch in der Einzelbearbeitung perspektivisch darzustellen, um die Überschneidungen zu prüfen und den Durchblick durch die Eisenkonstruktion zu veredeln.

Es würde nun viel zu weit gehen, noch mehr von diesen kurzskizzierten Hinweisen anzuführen, um die Möglichkeit der Verschönerung und Veredelung der Eisenbauwerke in sich zu entwickeln. Es dürfte aber aus dem Gegebenen klar sein, daß der konstruierende Ingenieur sowohl bei der allgemeinen Lösung seiner Aufgaben, als auch bei der Bearbtung der Einzelheiten den schöpferischen Willen betätigen kann, seine auf wissenschaftlicher Grundlage beruhenden Mittel in jedem einzelnen Augenblick durch das Formgefühl zu zügeln. Vor allen Dingen muß man sich vor Augen halten, daß die Entwicklung der neuzeitlichen Statik, insbesondere die Überwindung der Schwierigkeiten, welche die statisch unbestimmten Systeme bieten, auch die Mittel gegenüber den früher üblichen Konstruktionsformen gegeben hat, die Eisenbauten freier zu gestalten. Überhaupt läßt sich für die, denen die Erkenntnis noch nicht gekommen ist, daß auch der Brückenbau nicht ledig-

lich in rein technischem Sinne projektiert wird, sagen, daß beispielsweise auch durch Verbindung mit anderen Baustoffen in den verschiedenen Brücken neben der inhaltlichen Gestaltung sich Formwirkungen erzielen lassen, die dem Gesamtwerke einen beabsichtigten, schönheitlichen Gewinn bieten. Aus vorwiegend Schönheitsgründen vermag der Ingenieur in diesem Sinne darauf hinzusteuern, einzelne Öffnungen, namentlich nach der Landseite, in massiver Bauart (Gewölbe oder Eisenbeton), andere, größere für die Schifffahrtsstraße in Eisen durchzuführen.

VI. Vorschläge für künstlerische Ausbildung des Bauingenieurs.

Die Veredelung der Eisenbaukunst ist auch in der Zeit der Not dringend erforderlich, der Zeit, in der von den gesteigerten geistigen Kräften der wirtschaftliche Aufstieg erwartet werden muß. Um die Ingenieure, besonders diejenigen, welche Eisenbau als Hauptfach wählen, zu selbständigen Künstlern heranreifen zu lassen, ist dazu aber schon jetzt die Saat bei der Ausbildung mit Sorgfalt zu legen, um die dazu Begabten von vornherein in die Wege zu leiten, auf welchen die Überlegenheit deutscher Arbeit zur Geltung kommt[4]).

Die künstlerische Ausbildung der Ingenieure könnte m. Er. durch einen Architekten vor dem Vorexamen und durch einen Ingenieur nach dem Vorexamen erfolgen. Architekten, welche sich in Eisenbaukunst ausbilden wollen, kann die Vorlesung sehr dienlich sein. In der ersten Vorlesung wird Steinbaukunst in kunstgeschichtlicher Entwicklung mit Skizzierübungen, besonders auch auf dem Gebiete des Brückenbaues gebracht, etwa wie es, soviel mir bekannt, in Dresden gemacht wird. Aus seinem Skizzenbuch läßt sich die Begabung des jungen Ingenieurs einwandfrei feststellen. Für die zweite Vorlesung, welche im wesentlichen die Eisenbaukunst betrifft, möchte ich den Inhalt der von mir in Berlin gehaltenen als Beispiel angeben. Es wäre zu wünschen, wenn in Gemeinschaft mit den Aufgaben der Hauptfächer für den Eisenbau dem Lehrer (Ingenieur) der Eisenbaukunst die Betonung und Erörterung der ästhetischen Seite an der Hand der Studienarbeiten in den Übungen des Hauptfaches vorzunehmen Gelegenheit gegeben würde. Der Vorlesung — wöchentlich 2 Stunden eines Semesters — liegt nachstehender Leitfaden zugrunde:

a) Alte Wege: Geschichtliche Entwicklung des Bauwesens in statischer und formaler Hinsicht unter kritischer Vorführung ausgeführter Ingenieurbauwerke. — Falsche Mittel: Verkleidungen, Vorbauten, architektonische Zutaten und Überfluß, Verkehrswidrigkeiten, Mißklang zwischen Architektur und Konstruktion. — Form und Inhalt.

b) Neue Wege: Schönheit der nackten Gebrauchsform. Zweckmäßigkeit ist nur Voraussetzung technischer Schönheit. — Sachlichkeit und Geschmack. — Kunsthandwerk. — Ingenieurkunst.

c) Entstehung des Schönen durch bewußte und unbewußte Triebe, mit Geschmack zu gestalten. — Schönheitliche Behandlung der Ingenieurbauwerke. — Ingenieur — Architekt. Eisenbaukünstler — Steinbaukünstler.

I. Zweck und Mittel des neuzeitlichen Brückenbaues.

a) Besondere Eigenschaften der Baustoffe in bezug auf Festigkeit und konstruktive Ausnutzung. Statische Forderungen: Holz, Stein, Eisen, Eisenbeton.

b) Neuzeitliche Aufgaben. — Wechselbeziehung zwischen den technischen und schönheitlichen Grundlagen. Die Hauptbestandteile der Brücken, ihre Bedeutung in konstruktiver und schönheitlicher Hinsicht. — Die allgemeinen technischen Grundlagen. Höhen, Weiten. Ihre Festlegung nach technischen und ästhetischen Gesichtspunkten beim Entwerfen. — Der statisch-theoretische Aufbau des Tragwerks und die schönheitlichen Gesichtspunkte. — Die wirtschaftliche Bedeutung der Berücksichtigung schönheitlicher Einflüsse und die daraus folgende Behandlung konstruktiver Aufgaben.

II. Die besonderen Mittel des Brückenbaues zur Überwindung von Weite, Höhe und Bildung großer Linien.

Die allgemeine Bildung des Tragwerkes. — Linienführung der Gurte und Umrisse. — Querschnittsbildung der Stäbe und die Stabverbindung. — Knotenpunkte und Stöße. — Lager und Gelenke. — Die Wandbildung. — Füllung durch Vollwand, Pfostenfachwerk, Strebenfachwerk, Rahmenfüllung (Vierendeel).

Ästhetisch-kritische Besprechung und Besichtigung ausgeführter Beispiele. Vorführung neuerer Brückenwettbewerbe.

III. Eisenkonstruktionen des Industriebaues.

Aufgaben der Raumbildung. Die Bildung des Hellraumes und des offenen Gerüstes. — Die Raumbedürfnisse in technisch-wirtschaftlicher Hinsicht und die Umschließung des Raumes nach rein technischen Gesichtspunkten unter Wahrung des guten Geschmacks. — Die technischen Elemente der Raumumschließung: Dachhaut und Wände. — Die Gestaltung des Traggerippes. — Binder und Stützen. Die Grenzen zwischen Verwendung des Eisens und Eisenbetons. — Kritische Besprechung und Besichtigung ausgeführter Beispiele: Montagehallen, Kohlenförderanlagen, Elektrizitätswerke, Gasanstalten und sonstige Industriebauten.

[4]) Ich hatte im Januar 1914 in Buenos Ayres und noch im Mai 1914 in London Gelegenheit, vor Ingenieuren und Architekten über den Stand der hier angeregten Frage Vorträge zu halten. Aus Äußerungen in der sich anschließenden Erörterung kann ich feststellen, daß nach Ansicht nichtdeutscher Zuhörer der deutschen Kunst und Wissenschaft mit ihrem hohen Idealismus es vorbehalten sei, die erstrebenswerte Veredelung der Ingenieurkunst zu pflegen. Dazwischen liegt der Krieg und die Zertrümmerung deutscher Wirtschaft. Sollte heute nicht dennoch der Ansporn vorliegen, auf dem vor dem Kriege beschrittenen Wege weiter vorzudringen?

EINE EISENBETONBALKENBRÜCKE ÜBER DIE BREGENZER ACHE UNWEIT DES BODENSEES.

Die Bregenzer Ache ist ein Wildbach, der aus dem Bregenzer Wald kommt und in den Bodensee mündet. Seine mittleren Wassermenge nach würde er nur Brücken geringer Spannweite erfordern. Er führt jedoch vorübergehend Hochwassermengen von bis 1200 cbm/sek., während die gewöhnliche Wassermenge nur 6—14 cbm betragen dürfte. Den großen Hochfluten war die alte Holzbrücke, die 3 km oberhalb des Bodensees die Ache kreuzt, nicht gewachsen, so daß sie durch ein dauerhafteres Bauwerk ersetzt werden mußte. Über die verschiedenen Planungen und die jüngst beendete Ausführung berichtet Baurat Ing. Viktor Witasek in der Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1919 Heft 22. Im Jahre 1907 wurde ein Eisenbrückenentwurf, der sich mit den technischen Erfordernissen in der landläufigen Weise abfand, ohne auf Erzielung eines guten Aussehens Wert zu legen, eingereicht. Die Kosten waren damals auf 330 000 Kronen veranschlagt. Die Firma Luitpold & Schneider (jetzt Heimbach & Schneider) reichte im gleichen Jahre einen bedeutend ansprechenderen Eisenbetonentwurf ein, dessen Anschlagsumme auf 200 000 Kr. lautet. Dieser Entwurf lenkte wegen seiner befriedigenderen Formen das Augenmerk auf die Eisenbetonbauweise, die schließlich in dem 1911—12 angenommenen Vorentwurfe zum Siege kam. Im Dezember 1914 wurde die Ausführung der Firma Heimbach & Schneider in Bregenz übertragen, die während des Krieges das Bauwerk als „begünstigten Bau" hergestellt hat.

In gestreckter Linie überspannt die 225 m lange Brücke das Flußbett mit einem Überbau von Ausleger-Plattenbalken. Die Stützweiten sind 12 — 14 — 14 — 16 — 20 — 22 — 22 — 22 — 22 —

28—22 m. Es sind n 5 Öffnungen eingehängte Träger von 8 oder 12 m Stützweite verwendet. Die Fahrbahntafel besteht im Querschnitte aus 4 Plattenbalken mit 22 cm starker Platte. Die Breite der Rippen beträgt 50 cm, ihr lichter Abstand 1,20 m. Die Fußwege — 1,22 m breit — sind ausgekragt und liegen erhöht zu beiden Seiten der 4,60 m breiten Fahrbahn.

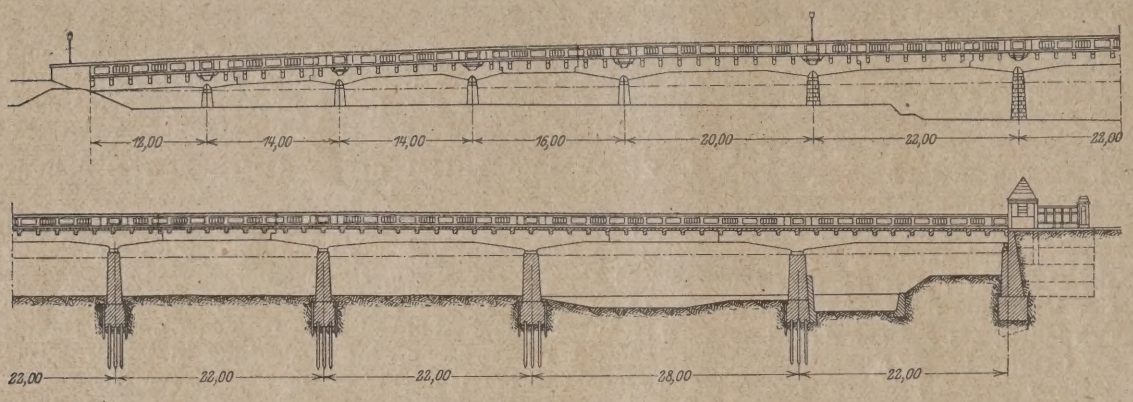


Abb. 1. Ansicht und Längsschnitt.

Die Querverbindungen haben 1,20 m Mittenentfernung und sind zur Unterstützung der Fußwege ausgekragt. Dadurch erfährt die Brücke eine erfreuliche Belebung. Die Brüstung ist in Eisenbeton einfach, doch wohl gegliedert, hergestellt und durch Kanzeln über den Pfeilern unterbrochen. Zu dieser schönheitlichen Ausgestaltung hat die Stadt Bregenz in anerkennenswerter Weise Geldmittel beigesteuert.

Bemerkenswert ist die Lösung der mit der Bauart als Auslegerträger verbundenen Sonderaufgaben: die Auflagerung der eingehängten Träger und die Aufnahme der Druckkräfte im Untergurte über den Stützpunkten. Die beweglichen Lager der eingehängten Träger werden aus Gußstahlrollen von 14 cm Durchmesser gebildet, die auf Gußstahlplatten rollen. (Abb. 2 oben rechts.) Man hat es verschmäht, diese Bauteile zu verhüllen.

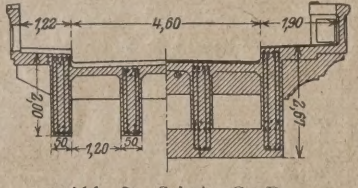


Abb. 3. Schnitt C—D.

Sie treten gegenüber den großen Abmessungen der Hauptglieder so zurück, daß durch sie der Eindruck des Bauwerkes keineswegs geschädigt wird.

Die Höhe der Längsträger nimmt über den Stützen bedeutend zu, so daß eine an flache Bögen erinnernde Form entsteht. Die Druckkräfte sind an den am meisten beanspruchten Stellen nicht durch Einbauen einer Umschnürung, sondern noch wirksamer durch die Anbringung einer sehr kräftigen Druckplatte im Untergurte bewältigt worden. (Abb. 3.) Von der wohl erkannten Tatsache ausgehend, daß allmähliche Übergänge im Eisenbetonbau ganz besonders am Platze sind, sind diese Platten — wie Abb. 2 (unten) erkennen läßt — von ihrem statischen Endpunkte aus allmählich in ihrer Breite abnehmend, in die 50 cm breiten Unterteile der Rippen hineingezogen worden.

Große Beanspruchungen konnten zugelassen werden, da ein „hochwertiger" Zement, wie sie in Österreich seit einiger Zeit eine Rolle spielen, verwendet worden ist. Dieser wies eine Würfelfestigkeit von 458 kg/qcm (aus 54 Versuchen) nach 65 Tagen auf. Die Festigkeiten waren nach 44 Tagen 325, nach 114 Tagen im Höchstfalle 620 kg/qcm.

Während die Untersicht des Tragwerkes nur mit Zementmilch eingeschlämmt worden ist, sind die sichtbaren Flächen in Vorsatzbeton hergestellt, gestockt und mit Randschlag versehen worden.

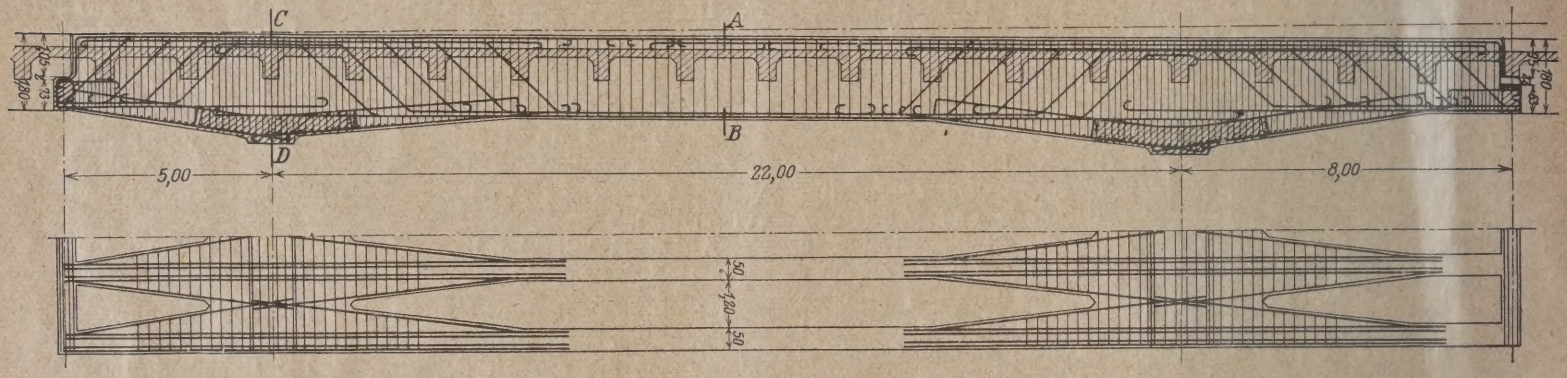


Abb. 2, oben: Längsschnitt, unten: Untersicht

Die Brücke ist Ende 1916 fertiggestellt worden, hat also 2 Jahre Bauzeit erfordert. Die Kosten sind durch den Krieg emporgetrieben worden, betragen jedoch nur 400 000 Kr., was gegenüber der Eisenbrücke, die im Jahre 1907 bereits auf 200 000 Kr. veranschlagt war, die Vorteilhaftigkeit des Eisenbetons zeigt, bei dem doch mit dem Wegfallen fast aller Unterhaltungskosten gerechnet werden darf.

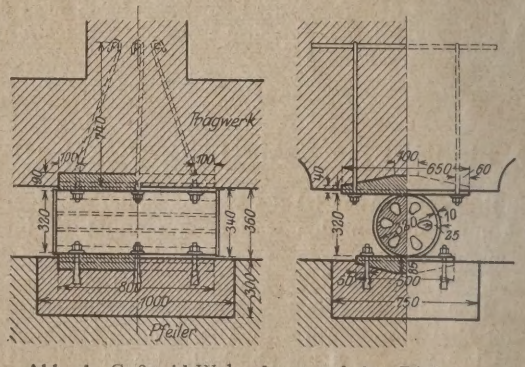


Abb. 4. Gußstahl-Walzenlager auf den Pfeilern.

Dr. W. Kunze.

BEGRIFF UND AUFGABEN DES STÄDTEBAUES.

Überblick über das Gebiet des Städtebaues und seine Aufgaben.

Von Professor K. A. Hoepfner, Karlsruhe.

Die Wissenschaft vom „Städtebau" hat die Aufgabe, die Grundlagen zu schaffen und uns in den Stand zu setzen, die körperliche Gestaltung der Städte in möglichst zweckmäßiger Weise zu lösen. Also es ist der Stadtkörper, um den es sich handelt, und in dessen Gestaltung wir Zweck und Ziel aller folgenden Betrachtungen finden.

Welches ist nun der Zweck, dem der Stadtkörper zu dienen hat und dem also auch seine Gestaltung anzupassen ist?

Wie die Wohnung für die Familie, so etwa ist der Stadtkörper für die Bürgerschaft da. Ihrem Dasein zu dienen und jede Förderung zu bringen ist sein Zweck. Und zwar soll die Bürgerschaft in der Stadt nicht nur wohnen, sie soll in ihr auch arbeiten und verdienen, sich bilden und kulturell entwickeln, sie soll ferner alle Fäden anspinnen, die sie mit der Nachbarschaft verknüpft, und sie teilnehmen läßt an deren Leben und Schaffen und Fortschritten und sie endlich in Gemeinschaft hält mit der ganzen großen Welt.

So ist die Bürgerschaft der Lebensträger, dem der Stadtkörper zu dienen und in seiner Gestaltung sich anzupassen hat, wie etwa der Leib dem Menschen oder die Wohnung der Familie; es ist die Bürgerschaft mit allen ihren Bedürfnissen und Daseinsforderungen und Daseinsmöglichkeiten, ihren gegenseitigen Beziehungen und den Abhängigkeiten des einen vom anderen, oder, wie man sie mit allen ihren Daseinsgrundlagen und -beziehungen nennt, der „Stadtorganismus". Und so kann man die Aufgabe des Städtebaues etwa dahin kennzeichnen, daß er nicht etwa, wie viele zu meinen sich gewöhnt haben, nur der Schmückung und Verzierung der Stadt zu dienen hat. Es ist durchaus nicht allein das Stadtbild, um das es sich handelt, oder wohl gar nur dessen Außenflächen, soweit sie sich von den öffentlichen Straßen und Plätzen aus dem Auge darbieten. Vielmehr heißt Städtebau: „Städte bauen", Stadtkörper so schaffen und nach allen Richtungen hin so durchbilden, daß in ihnen Handel und Wandel, Verkehr, Gewerbe und Industrie möglichst gedeihen, die Bürger sich so gesund und behaglich als möglich befinden, ihre Lebens- und Arbeitskraft geschont und gestärkt wird und in denen ein leistungsfähiges Geschlecht heranwachsen und seine Kräfte so gut als irgend möglich entwickeln und zur Geltung bringen kann.

Auf dem Gebiet, über das sich die Tätigkeit des Städtebauers zu erstrecken hat, kann man nun drei Stufen unterscheiden:

1. den Aufbau des Gesamtkörpers,
2. den Ausbau der einzelnen Viertel,
3. die örtliche Ausstattung und Ausschmückung der Straßen, Plätze und sonstigen Einzelpunkte.

Der Aufbau hat für eine klare und wohlüberlegte Anordnung im Grundplan der Stadt zu sorgen, um den einzelnen Organen, aus denen sich der Stadtorganismus zusammensetzt, ihren ganz bestimmten, ihrer besonderen Wesensart am besten entsprechenden Platz zuzuweisen und, wo ein solcher erst in Zukunft gebraucht wird, ihn dafür inzwischen offen zu halten und damit für die Entstehung der einzelnen, in ihrer Wesensart voneinander verschiedenen Stadtteile eine feste und möglichst günstige Grundlage zu geben. Aus den Beziehungen dieser verschiedenen Stadtteile zueinander ergeben sich dann weiter die wichtigsten Hauptverkehrsadern und damit ein logisch entwickeltes, festes Gerippe, ähnlich etwa dem Hauptknochengerüst des menschlichen oder tierischen Körpers.

Der Ausbau hat alsdann die einzelnen Stadtteile oder Bauviertel weiter in sich aufzuteilen, zu formieren und in ihren Baulinien festzulegen, Straßenzüge, Plätze und Baublocks zu planen und die grundlegenden Bestimmungen für die Bauart festzulegen.

Bei der Ausstattung und Ausschmückung endlich ist noch einmal jeder Einzelpunkt des Stadtkörpers ins Auge zu fassen, um jedes Hilfsmittel, jede Verbesserung und Verschönerung vorzusehen oder wenigstens deren Anbringung in der Zukunft von vornherein möglich zu machen, die in wirtschaftlicher und kultureller Hinsicht von Wert sein und das Leben und Arbeiten in dem betreffenden Stadtteil heben und fördern können. Hierher gehören in erster Linie auch alle jene Fragen der Verzierung des Stadtteiles, denen sich heutzutage besonders viele Architekten, Gartenkünstler usw. mit Hingebung widmen. Dieses Gebiet stellt somit zwar einen sehr wichtigen, aber immerhin doch nur einen Teil des gesamten Städtebaus dar. Deshalb ist es falsch, ihn etwa als dessen wesentlichen Kern hinzustellen, um den sich alles andere drehen müsse. Vielmehr müssen gerade umgekehrt, wenn man zu einer wirklich glücklichen Gesamtlösung gelangen will, gerade die beiden ersten Stufen für ihn die Grundlage bilden, und er muß auf ihnen aufbauen. Sonst verfällt man in denselben Fehler, der eine Zeitlang im Hausbau gemacht zu werden pflegte, daß man zwar eine schöne Fassade zu schaffen suchte, aber die Grundrißbildung gänzlich vernachlässigte, oder daß man wohl gar überhaupt von der Fassade ausging und dieser zuliebe eine unzweckmäßige Inneneinteilung des Hauses leichten Herzens in Kauf nahm. Die Folge war, daß die Bewohner zwar vielleicht in einem äußerlich schönen Hause wohnten, auf dem die Blicke des Vorübergehenden mit Wohlgefallen ruhen konnten, in dem sie selbst aber leider nie zu einer rechten Freude kommen konnten, weil ihm die innere Zweckmäßigkeit fehlte. Im Häuserbau hat man sich von dieser Unsitte in neuerer Zeit scharf abgewandt. Dasselbe muß man in Zukunft auch ohne Rückhalt vom Städtebau verlangen. Die Ausstattung und jeder äußere Schmuck muß seine Berechtigung aus inneren Gründen herleiten und diese müssen sowohl für die Auswahl der zu schmückenden Punkte wie für den Stil der Ausbildung maßgebend sein. Denn wahre Schönheit kann nur auf innerer Begründung und Zweckmäßigkeit fußen, sonst ist sie nur äußerer Tand.

Ich will nun auf die Aufgaben, die es beim Aufbau, beim Ausbau und bei der Ausstattung des Stadtkörpers zu lösen gilt, noch etwas näher eingehen und damit versuchen, die Begriffe, die sich damit verbinden, noch etwas klarer herauszustellen.

Um die Aufgaben, die es beim Aufbau des Stadtkörpers zu lösen gilt, richtig verstehen zu können, müssen wir uns das Wesen der heutigen Stadt in ihrer Eigenart vergegenwärtigen, und müssen uns darüber klar sein, daß diese etwas anderes ist als in früheren Zeiten, in erster Linie durch die Abhängigkeit des einen Bewohners vom anderen und des Einzelnen vom Ganzen, und durch den Zwang zu gegenseitiger Rücksichtnahme, die der moderne Arbeits- und Wirtschaftsbetrieb mit sich bringen.

Wie war es denn früher? Da hatte der einzelne Bürger auf seinem Anwesen so ziemlich alles beisammen, dessen er für sein Leben und seinen Betrieb bedurfte, und im ganzen Stadtbereich glich ein Anwesen in vielen Grundzügen dem anderen. Ein jeder Bürger hatte sein Grundstück und darauf seine Stallungen mit Vieh für seinen Bedarf, er hatte seine Werkstätten oder der Kaufmann seinen Laden und sein Lager im Hause selbst, kurz sein Grundstück bot ihm so ziemlich seine ganze Lebens- und Daseinsgrundlage. Außerhalb bei anderen hatte er nur wenig zu schaffen.

Die Gewerbe brachten nur wenig Störung und Belästigung mit sich: das Hämmern des Schmiedes, das Sägen und Klopfen des Tischlers und Böttchers werden ja selbst heute in unserer

[1]) Einleitung zu dem im Verlage von Julius Springer in Berlin W. 9 im Jahre 1920 erscheinenden Buch „Grundbegriffe des Städtebaues".

nervösen Zeit vielfach kaum als schwere Ruhestörung empfunden, sondern entweder leicht ertragen oder von manchen sogar gern gehört.

Ohne Nachteil konnten die verschiedensten Betriebe bunt bei- und durcheinander sich lagern. Freilich siedelten sich der Gastwirt und der Kaufmann gern am Markt und nahe der Kirche an, oder der Gerber an einem fließenden Wasser oder Graben, damit die Abwässer aus seinem Betriebe ablaufen konnten, aber im ganzen hatte die Lage noch keine wesentliche Bedeutung. Ein tüchtiger Mann fand auch seine Kunden, wenn er versteckt und abseits lag. Denn wer auch immer Geschäfte zu erledigen hatte, der hatte und ließ sich reichlich Zeit. Da im übrigen aber jeder das meiste für seinen Beruf selbst produzierte (sogar sein Bier pflegte man sich im eigenen Hause selbst zu brauen), so hatte ein jeder auch verhältnismäßig selten geschäftlich mit anderen zu tun.

Auch die heute so wichtige Frage der Rücksichtnahme auf die Wohngelegenheit für die Arbeiterschaft spielte damals keine Rolle; denn von ganz wenigen Ausnahmen abgesehen herrschte ausschließlich der Kleinbetrieb und nach der Sitte der Zeit wohnte der Arbeiter und Angestellte im Hause seines Lohnherren und Meisters.

So finden wir als Kennzeichen des Stadtlebens vom Mittelalter bis etwa zum Jahre 1850 hin:

die Konzentrierung des Bürgers auf sein Anwesen,

die Gleichförmigkeit und Einfachheit der Betriebe und Haushaltungen und deren Unabhängigkeit voneinander und von der Lage, und die Anspruchslosigkeit und Bedachtsamkeit der Bürgerschaft.

Die Stadt war eine Ansammlung gleichartiger oder einander nicht so sehr unähnlicher Betriebe, aber noch keine Gemeinschaft mit gegenseitiger Abhängigkeit und ganz speziellen Bedürfnissen der Einzelteile.

Und wie ist es heute?

Mehr und mehr scheidet sich Leben und Arbeit, Wohnung und Arbeitsstätte und eine Betriebsart von der anderen. An die Stelle des Werkzeugs ist selbst bei kleineren Betrieben die Maschine getreten. Das schrillt, hämmert und dröhnt eintönig, durchdringend, leblos und gerade dadurch unerträglich. Denn da ist nichts mehr vom Rhythmus menschlicher Arbeit herauszuhören, an dem man sich erfreuen kann und den man mitfühlt. Dazu kommt der Qualm und Ruß der auf engem Raum zusammengedrängten Betriebe, auf dem ein Vielfaches dessen geleistet wird, was früher menschliche Arbeit vermochte. So flieht ein jeder solche Nachbarschaft. Der Handwerker und der Kaufmann selbst gewöhnen sich mehr und mehr, ihre Wohnung abseits in stillerer und freundlicherer Umgebung zu suchen. Ebenso will das neuentstandene Heer der Arbeiter und Angestellten auch hinsichtlich der Wohnung seine volle Selbständigkeit und persönliche Freiheit haben, wenn die Arbeitszeit abgelaufen ist.

So ist es selbst beim kleinen und mittleren Betrieb. Aber darüber hinaus ist an Stelle der Werkstatt die Fabrik getreten, und je größer diese oder das Handelshaus ist, desto schärfer tritt die Scheidung zwischen Wohn- und Arbeitsstätte hervor.

Daneben sind die Ansprüche nicht nur an die Wohnung selbst, sondern auch an ihre Lage und Umgebung gestiegen, nicht nur weil man eine gehobene Lebenshaltung kennen und schätzen gelernt hat, sondern sie mußte steigen in demselben Maße, wie die Intensität der Arbeit sich steigerte, wenn nicht die menschliche Arbeitsfähigkeit überanspruchtund die Leistungsfähigkeit des Volkes aufgezehrt werden sollte. Was ist das heute für ein Hasten und Treiben! Wer heute im Lebenskampf bestehen und vorwärts kommen will, muß seine ganze Kraft bis zum äußersten einsetzen und demgemäß wächst ganz selbsttätig in gleichem Maße das Bedürfnis nach Ruhe und Erholung. Das gilt nicht weniger vom Arbeiter und Angestellten, wie vom Werkmeister und Direktor, vom geistigen wie vom körperlichen Arbeiter aller Schichten. Sie müssen ihre Ruhe, ihr Behagen und ihre Erholung finden, wenn sie überhaupt bestehen und leistungsfähig bleiben wollen, und da sie angegriffen und erschöpft, empfindlicher und nervöser aus ihrer Fabrik, aus ihrem Büro und Geschäft kommen, so finden sie zudem noch diese Ruhe weniger leicht und müssen entsprechend noch höhere Ansprüche stellen. Die Folge ist der allgemeine Ruf nach besonderen, auf das sorgsamste durchgebildeten Wohnvierteln.

Wie der Lebenskampf die Menschen zwingt, ihre Arbeitskraft und Findigkeit auf das äußerste anzuspannen, so nötigt der scharfe Wettbewerb der Geschäfte und Gewerbe untereinander diese dazu, jede noch so kleine Vervollkommnung und Verbilligung in der Herstellung und im Vertrieb der Waren sich zunutze zu machen. Dadurch ist für sie die Wichtigkeit der Lage zu einer entscheidenden geworden und zwingt ebenso wie die Wohnungsfrage zu systematischer Vorsorge.

Kennzeichnend für die Produktion unserer Zeit ist die Schematisierung aller Artikel vom kleinsten Bestandteil bis zur größten Maschine, oder bis zum Wohnhause oder zum Überseedampfer, und damit die Beschränkung auf Spezialartikel und deren massenweise Herstellung. Diese Entwicklung wieder ist eine Folge des Verkehrs. Die modernen Verkehrsmittel ermöglichen es, daß die einzelne Fabrik für weite Gegenden, ja für Weltteile einen bestimmten Artikel herstellt, der dann für Dutzende der verschiedensten Fabrikate weitere Verwendung findet, und daß umgekehrt das einzelne Werk nicht mehr alle Einzelteile selbst anfertigt, sondern einen großen Teil dessen, woraus sich sein Fabrikat zusammensetzt, von Spezialfirmen bezieht. So entsteht die Abhängigkeit von der Lage zueinander, und da es anderseits mit Rücksicht auf die Gewinnung der Rohstoffe und Kraftmittel sowie mit Rücksicht auf die Arbeiterschaft und oft auch auf das Klima nicht möglich ist, die infolge ihrer Zusammenarbeit voneinander abhängigen Betriebe auch nebeneinander zu lagern, so ergibt sich die Abhängigkeit vom vermittelnden Verkehr. Für die Fabrik, ja schon für die größere Werkstatt ist es von höchster Bedeutung, daß sie ihre Rohstoffe und Halbfabrikate empfangen und diese sowie die fertigen Waren versenden kann, ohne daß eine Umladung zwischen Schiff, Bahn und Fuhrwerk notwendig wird, daß sie also im unmittelbaren Anschluß an die großen Verkehrsadern liegt.

Ähnliches endlich wie von der Herstellung und vom Versand gilt vom Vertrieb und, allgemein gesagt, vom gesamten Geschäfts- und Behördenverkehr. Ebenso wie das heutige Leben uns zu sorgsamstem Haushalten mit der Kraft zwingt, so auch mit der Zeit. Diese Notwendigkeit führt nicht nur zur Forderung, die gegenseitige Lage von Wohn- und Arbeitsstätte auf das sorgsamste gegeneinander abzuwägen (man rechnet hierbei heute nicht mehr nach Kilometern, sondern nach Wegeminuten), sondern sie drängt auch dazu, den Aufbau des Stadtkörpers so zu organisieren, daß jedermann seine Geschäftsgänge und seine Besuche bei Behörden in möglichst kurzer Zeit erledigen kann, und diese also an den vom Verkehr ohnehin berührten Punkten zusammenzudrängen. Wo das Publikum mehrfache Bedürfnisse in kürzester Zeit neben- und hintereinander befriedigen kann, da geht es hin, und da blüht das Geschäft. Da wird der Kauf- und Geschäftsmann hindrängen, da wird deshalb auch der Städtebauer für seine und der Behörden Ansiedlung Vorsorge treffen müssen, wenn man nicht nur sie fördern, sondern pflichtgemäß auch dem Interesse der Allgemeinheit Rechnung tragen will.

Wir sehen also: Das, was wir als eine Stadt bezeichnen, stellt sich heute dar als eine innere Gemeinschaft der verschiedenartigsten Betriebe und Interessen, die in der Platzfrage ihre ganz bestimmten Bedürfnisse haben, deren sorgsamste Berücksichtigung und Befriedigung unumstößliche Notwendigkeit für das Gedeihen des Ganzen ist. Dem Rechnung zu tragen und die entsprechende Vorsorge zu treffen, ist Pflicht der Gemeinde- und Staatsbehörden als Zentralstellen der Gesamtheit, die sich in ihnen verkörpert.

Vergessen wir auch das eine nicht: daß bei der heutigen weitgehenden Teilung und Spezialisierung der Arbeit nicht nur ein Bürger vom anderen bezieht, sondern vor allen Dingen auch der eine durch das Gedeihen des andern verdient und gefördert wird. Denn das Gedeihen eines Betriebes bedeutet Herbeiströmen aller möglichen Käufer, Geschäftsleute, wirtschaftlicher und geistiger Kräfte, die beim Besuch des einen auch den anderen Betrieb aufsuchen und ihm Absatz schaffen und Anregung bringen. Es bedeutet Entstehung aller möglichen Einrichtungen, von denen alle Vorteil haben, es bedeutet Leben, Wirken, Fortschritt. So ist jeder interessiert, daß der andere und das Ganze gedeihen, und daher auch, daß keinem die Pflanzstätte, in der er die besten Möglichkeiten für seine Entwicklung finden könnte, etwa durch Zufall von einem anderen weniger Interessierten vorweggenommen werde.

Deshalb ist es notwendig, den Aufbau des Stadtkörpers nicht dem Spiel des Zufalls zu überlassen, sondern nach einem festen, wohldurchdachten Plan zu leiten. Wir müssen eine Gruppierung vornehmen nach einer festen Disposition. Gruppieren, Disponieren, Organisieren, das ist der Sinn der Arbeit, die im Aufbau des Stadtkörpers zu leisten ist.

Das materielle Bild, das sich auf Grund dieser Arbeit dem Auge bietet, ist unter Umständen noch ein sehr einfaches: Man wird etwa einen Plan vor sich haben, auf dem dargestellt ist: die bestehende Stadt und das Stadtgebiet, Wasserläufe und Wasserflächen, Waldstücke, die bestehenden Bahnen und Wege usw., und dann werden eingezeichnet sein in ganz roher Form — etwa in mit Buntstift schraffierten Flächen — die einzelnen Gebiete je nach ihrer Bestimmung: hier ein Industrie- und Gewerbeviertel, dort die Geschäftsgegend, dort ein Wohnviertel für Arbeiterbevölkerung, an anderer Stelle ein Villenviertel und so fort, und dann die ungefähre Linienführung der wichtigsten Verbindungsstraßen, vom Arbeiterviertel zur Arbeitsgegend, von der Villenvorstadt zur Geschäftslage usw. Also es ist nur ein überschlägliches Bild, das man vor sich sehen wird, aber in ihm muß eine Unmenge von Überlegung, Erfahrung, geistiger Arbeit und feinem Verständnis für die in dem betreffenden Stadtwesen tätigen Lebenskräfte und seine Bedürfnisse stecken, wenn diese Skizze, auf der die ganze Entwicklung des Stadtkörpers sich aufzubauen hat, eine brauchbare Grundlage bilden soll.

Ich wende mich nunmehr der Erörterung der Frage zu, welche Aufgabe beim Ausbau des Stadtkörpers zu lösen ist.

Der Ausbau befaßt sich weniger mit dem großen Stadtganzen als mit den einzelnen Bezirken. Treten wir an seine Bearbeitung heran, so liegt in großen Zügen und groben Umrissen bereits fest, was geschaffen werden soll, und es fragt sich jetzt, wie die einzelnen Stadtviertel zweckmäßig ausgestaltet werden sollen.

Bei der Bearbeitung des Aufbaues werden sich im großen und ganzen drei Klassen von Bezirken ergeben haben:

die Industrie, Gewerbe- und Arbeitsviertel,
die Wohnviertel,
das Geschäfts- und Behördenviertel.

Diese gilt es nun, ihren Bedürfnissen entsprechend auszubauen.

Das Industrie-, Gewerbe- und Arbeitsviertel wird nach Möglichkeit auf ebenem, billigem Gelände in der Nähe von Wasserwegen gewählt worden sein. In ihm wird man vielleicht als erstes den Eisenbahnanschluß zu planen haben, falls dieser nicht schon vorhanden sein sollte, dann aber jedenfalls die Verzweigung des Wasser- und Bahnstranges, so daß die Gesamtfläche von ihnen wie von einem Straßennetz überspannt wird, damit alle Teile zum Anschluß kommen und die Waren möglichst von jedem Grundstück direkt ohne Umladung zu- und abgeführt werden können. Ebenso sind dann weiter die Straßenverbindungen mit den anderen Stadtteilen einzuordnen und zu verzweigen. Damit muß Hand in Hand gehen die Innengliederung des Gebietes in Bezirke für Groß- und Kleinindustrie und Handwerk, je nach der Dringlichkeit und Sonderart ihres Anschlußbedürfnisses an die Verkehrseinrichtungen (z. B. Werften muß man an große Wasserflächen legen usw.). Kleinindustrie und Handwerk wird man dort ansiedeln können, wo nicht so ausgedehnte gleichartige Flächen zur Verfügung stehen, oder etwa auch mitunter dort, wo unmittelbare Wasser- oder Bahnanschlüsse sich nicht herstellen lassen, und da sie weniger belästigend für ihre Umgebung sind, auch in die Übergangszonen, an welche sich weiterhin Geschäfts- oder Wohnviertel anschließen.

Bei der Planung des Ausbaues der Wohnviertel wird es sich wohl zunächst darum handeln, sie durch einige stärker betonte Wege an die Hauptverkehrsstraßen anzuschließen. Sodann erfolgt unter Ausscheidung von Plätzen und öffentlichen Anlagen die Zerlegung durch Aufteilungsstraßen in Baublocks, deren Abmessungen sich je nach ihrer Zweckbestimmung und Bauart zu richten hat, über welche von vornherein Klarheit geschaffen werden muß. Ein jedes Viertel braucht in ähnlicher Weise wie die Gesamtstadt wieder für sich eine sekundäre Lage für Geschäfte und Behörden, für Befriedigung der öffentlichen Bedürfnisse an Schulen, Kirchen, Plätzen. Ferner braucht man auch in Wohngegenden für Minderbemittelte häufig einige bevorzugte Baulagen für Villen, oder im umgekehrten Falle einige Kleinwohnungspunkte, wo unbeschadet der Gesamtwesensart des Bezirks einige Angehörige anderer Klassen, die zum Leben und Betrieb des Viertels gehören, ein Unterkommen finden können, das ihren besonderen Bedürfnissen entspricht.

Das Geschäfts- und Behördenviertel wird dort liegen, wo die Verkehrswege zusammenlaufen und der Verkehr sich häuft. Die günstigen Verkehrsplätze ergeben sich dadurch von selbst. Daneben wird man ruhigere Punkte ausscheiden für die Ansiedlung von Behörden und Anstalten, Kirchen, Schulen und Museen, die nahe am Verkehr und doch von dessen Lärm abgeschieden liegen sollen. Auch für Wohngelegenheit wird man in gewissem Umfang in diesen Vierteln selbst sorgen müssen. Nach diesen Gesichtspunkten ist auch hier wieder die Aufteilung vorzunehmen und über die Bauart Bestimmung zu treffen.

In allen Vierteln sind die Straßengrenzen und Straßenbreiten festzulegen, ferner ebenfalls die Grundformen der Plätze und Anlagen, so daß man das Gesamtergebnis, welches auf dieser Stufe der städtebaulichen Bearbeitung des Stadtkörpers erreicht werden muß, etwa mit dem Rohbau des einzelnen Gebäudes vergleichen kann. Die körperliche Gestalt liegt in ihrer Einteilung und ihren Hauptmaßen fest.

Die Aufgaben, die auf der Stufe der Ausstattung zu lösen sind, wird man am leichtesten verstehen. Es handelt sich etwa darum, im größeren Bezirk noch einmal jeden einzelnen Punkt daraufhin zu überarbeiten, ob sich noch eine Verbesserung anbringen läßt, durch die irgendeinem Bedürfnis Rechnung getragen oder ob durch Förderung der Schönheit und des Behagens den ideellen Forderungen gegenüber den materiellen Geltung verschafft werden kann. Das Industrie- und Arbeitsviertel bietet hierzu weniger Gelegenheit und wird in dieser Hinsicht meist vernachlässigt. Zum mindesten aber kann man sorgen, daß die Arbeiter beim Heraustreten aus der Fabrik bald ein freundliches Bild vor sich haben. Man kann dahin wirken, daß kahle Wände von der Straße abgerückt, dagegen an diese die mit mehr Aufwand und Liebe gestalteten Verwaltungsgebäude gelegt werden, man kann Alleestraßen und Anlagenstreifen auch durch diese Bezirke führen, damit die Arbeiter sie auf ihrem Heimweg benutzen und dabei Erholung finden können.

Im Wohnviertel wird es sich besonders um die Gestaltung des Straßenraumes und der Plätze handeln. Die endgültige Einteilung des Straßenraumes in Vorgärten, Bürgersteige und Fahrdamm wird erst jetzt erfolgen, die Linie der Straßenwandung ist einer Überarbeitung zu unterziehen, um durch einfache Mittel wie Zurücksetzen einiger Hausgruppen u. dergl.

in die starre Fläche rhythmische Bewegung hineinzubringen, und Leitlinien für die Bauweise sind aufzustellen. Ferner ist für Schmuck des Raumes und Betonung einzelner Punkte durch Baumpflanzungen, Brunnen und ähnliche Mittel Vorsorge zu treffen. Als besonders dankbarer Punkt für die Hebung des äußeren Bildes ist eine sorgsame Planung der Straßenabschlüsse und ganz besonders der Plätze und Anlagen vorzunehmen.

Das dankbarste und wichtigste Feld aber für alles, was zum Schmuck der Stadt vorgenommen werden soll, ist das Geschäftsviertel. Es bildet nicht nur innerlich den Kernpunkt des ganzen Organismus, sondern hat auch nach außen hin die Aufgabe der Repräsentation zu leisten. Dazu ist es befähigt durch die öffentlichen Gebäude, die in erster Linie in diesem Viertel zu liegen haben, und durch die Verkehrs-, Schmuck- und die Vorplätze vor Monumentalbauten, die sich in ihm fast von selbst ergeben. Hier muß nun daran gearbeitet werden, daß alle diese Einzelteile nicht nur in sich eine sorgsame, würdige Ausbildung erhalten, sondern besonders auch, daß durch geschickte Gruppierung zueinander eine Anlage die andere in ihrer Wirkung unterstützt und hebt.

Dieser allgemeine Überblick über den Begriff und die Aufgaben des Städtebaus mag zunächst einmal genügen. Er sollte vor allen Dingen zeigen, daß es gilt, ein einheitliches Ganze zu schaffen, das sich nicht schematisch aufbauen läßt, sondern dessen Lebensgrundlagen zunächst auf das sorgfältigste erforscht werden müssen, um ihnen entsprechend dann erst in großen Zügen und immer weiter ins Einzelne vorschreitend einen Teil nach dem andern organisch und logisch auszubilden.

DIE FRANZÖSISCHEN EISENBAHNEN IM KRIEGE.

Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Mitglied des Reichs-Patent-Amtes, Berlin.

Der 2. August 1914 war in Frankreich, ebenso wie in Deutschland, der erste Mobilmachungstag. Von diesem Zeitpunkt an wurden die Eisenbahnen vom Staate mit Beschlag belegt und der Überwachung durch die Behörden des Heeres unterstellt. Damit erwuchsen ihnen eine Anzahl neuer Aufgaben, deren Lösung sehr erhebliche Schwierigkeiten bereitete. General Gassouin, der Generaldirektor des militärischen Transportwesens, berichtet in einer Sonderausgabe der Times, die sich ausschließlich mit Frankreich beschäftigt, eingehend über die Leistungen der französischen Eisenbahnen im Kriege. Daß die Eisenbahnen berufen sind, im Kriege eine sehr wichtige Rolle zu spielen, war schon längst erkannt und ist besonders auch für Deutschland, das große Teile seiner Heere wiederholt von einem Kriegsschauplatz nach dem andern werfen mußte, durch den Verlauf des Krieges aufs neue bewiesen worden. Die Aufgaben, die den französischen Eisenbahnen gestellt worden sind, waren andere, und die Kriegslage war für sie einfacher. In bezug auf den Umfang der Transportleistungen ist aber Außerordentliches von den französischen Eisenbahnen verlangt worden. Sie haben den an sie gestellten Anforderungen genügt, haben diese Leistungen aber mit einer Transportnot bezahlen müssen, die hinter der deutschen nicht zurücksteht. Darauf soll aber hier nicht näher eingegangen werden; es soll nur an Hand der französischen Quelle über ihre Leistungen für das Heer während des Krieges berichtet werden.

Das französische Eisenbahnnetz von etwa 40 000 km Länge verfügte vor dem Kriege über etwa 14 000 Lokomotiven und 373 000 Wagen aller Art und beschäftigte ein Heer von etwa 357 000 Köpfen. Alle diese Hilfsmittel standen zunächst dem Heere zur Verfügung; die Aufrechterhaltung der wirtschaftlichen Tansporte kam daneben zwar erst in zweiter Linie in Betracht, durfte aber auch nicht außer acht gelassen werden. Die erste Aufgabe, die an die Eisenbahnen herantrat, waren die Truppenbeförderungen zum Grenzschutz und zur Versammlung der Heeresmassen. Die ersteren waren um so dringlicher, als Deutschland sofort die Hand auf die Eisenbahnen und Telegraphen in der Nähe der Grenze gelegt hatte. Sie erforderten auf der Nord- und der Ostbahn die Beförderung von 385 beladenen Zügen, und daneben mußte der sonstige Eisenbahnverkehr, der in jenen Tagen besonders lebhaft war, im vollen Umfang aufrecht erhalten werden.

Am 5. August begann der eigentliche Aufmarsch des Heeres. Dazu waren fast 3000 Züge mit etwa 147 000 Wagen nötig. Am 9. August landeten die ersten englischen Truppen. Ihre Beförderung an die Front erforderte je gegen 350 Züge auf der Nordbahn und der Staatsbahn. Es kam in diesen Tagen vor, daß ein Bahnhof in 24 Stunden von 200 Zügen durchfahren wurde, was eine Zugfolge von weniger als 8 Minuten bedingte. Erschwerend wirkte auf diese Transporte der Umstand, daß schon, während sie noch im Gange waren, Verwundetentransporte sich in der Gegenrichtung bewegten und Truppenkörper von einem Teil des Kriegsschauplatzes auf den anderen geworfen wurden; dazu kam sehr bald der Rückzug des französischen Heeres und die mit ihm verbundene Räumung des aufgegebenen Gebietes. Nicht nur mußten dabei die Betriebsmittel französischer und belgischer Bahnen zurückgeholt, die Archive der Behörden, die Lager des Heeres geräumt und sonstige Vorräte abgefahren werden, sondern auch die Zivilbevölkerung floh vor dem drohenden feindlichen Einmarsch und stürzte sich auf die Eisenbahnen. Bekanntlich wurde sogar Paris damals in weitgehendem Maße geräumt, doch geht der französische Bericht begreiflicherweise über diese Vorgänge sehr flüchtig hinweg und erwähnt nur als Beispiel, daß am 3. September allein 50 000 Menschen Paris auf dem Orléans-Bahnhof verlassen haben. 83 Lokomotiven und 45 000 Wagen wurden im besetzten Gebiet zurückgelassen und fielen in die Hände der Deutschen.

Die Marneschlacht bedeutete nicht nur für die eigentlichen kriegerischen Unternehmungen einen Wendepunkt, sondern auch für die französischen Eisenbahnen. Der Übergang zum Stellungskrieg brachte für sie eine Entlastung mit sich, doch folgte bald eine zweite Flutwelle, „das Rennen nach dem Meere", in der Zeit vom 1. bis 13. November; in diesen Tagen verkehrten z. B. allein auf der Strecke Amiens—Boulogne—Calais 1271 Truppenzüge, wobei die Leerzüge, Züge mit Vorräten und solche zur Räumung noch nicht eingerechnet sind. Von späteren Truppentransporten der ersten Kriegshälfte sei noch die Beförderung von 70 000 Mann indischer Truppen im Jahre 1915 erwähnt, die in 52 Transportdampfern in Marseille eintrafen und auf der Paris-Lyon-Mittelmeerbahn abgefahren wurden. Die Orléansbahn fuhr ebenfalls 400 Züge von Toulouse nach Orléans für das indische Heer.

Diese Transportleistungen treten aber noch zurück gegen diejenigen, die durch strategische Truppenverschiebungen verursacht wurden. Die Nordbahn hatte z. B. für diese Zwecke 60 000 000 Mann im Laufe des Krieges zu befördern. Die Sommeschlacht gab Anlaß zum Verkehr von 6768 beladenen Truppenzügen. Während der Hauptkämpfe um Verdun im März bis Juni 1916 wurden auf der Ostbahn 90 Divisionen in einer Stärke von 1 500 000 Mann in 3592 Zügen gefahren. Von 1917 an wurden die Schwierigkeiten, mit denen die Eisenbahnen zu kämpfen hatten, immer größer. Der Feldzug in Oberitalien verursachte im Oktober 1917 die Beförderung großer Truppenmassen, Engländer und Franzosen, zur Unterstützung der Italiener. Zwischen dem 29. Oktober und dem 18. November bewegten sich 384, zwischen dem 13. November und dem 21. Dezember 810 Truppenzüge über die Strecken der Paris-Lyon-Mittelmeerbahn nach der italienischen Front.

Eine neue Lage wurde für die französischen Eisenbahnen durch das Eintreffen der Amerikaner in den Häfen Frankreichs geschaffen. Sie kamen in einer Stärke von 2 000 000 Mann mit 5 000 000 t Vorräte und Gerät an. Während die Engländer auf kurzer Front und in der Nähe ihrer ebenfalls kurzen Grundlinie kämpften, verteilten sich die Amerikaner auf fast alle französischen Häfen und verlangten, von da quer durch ganz Frankreich an die verschiedensten Stellen der Front befördert zu werden. So stellten sie hohe Anforderungen an die Eisenbahnen, denen die in Frage kommenden Strecken kaum gewachsen waren. Von St. Nazaire und Bordeaux, später von Brest, Nantes und La Rochelle, noch später auch von Havre, Cherbourg, Bayonne und Marseille gingen die amerikanischen Transporte aus und nahmen fast alle Eisenbahnen in Anspruch. Die Beteiligung der Vereinigten Staaten am Kriege steigerte sich so unerwartet, daß im Frühjahr 1918 bei den Eisenbahnen das Doppelte von dem geleistet werden mußte, was bei Aufstellung der Fahr- und Verteilungspläne im vorhergehenden Winter in Aussicht genommen worden war, und im Sommer nahm die Inanspruchnahme der französischen Eisenbahnen durch die Amerikaner, namentlich in der Richtung auf Lothringen, noch zu. Hierüber nur einige Zahlen: Im April 1918 beförderten die Eisenbahnen von den Häfen und Lagern der Amerikaner 77 000 Mann und 195 000 t Güter nach der Front; im Juli waren die Mengen auf 245 000 Mann und 290 000 t gestiegen, und im Oktober umfaßten die Transporte 430 000 Mann und 640 000 t. Das bedeutete für die Westbahn, die Orléans- und die Paris-Lyon-Mittelmeerbahn Zugleistungen von 303 Zügen mit etwa 120 000 Zugkilometern im April, von 848 Zügen mit etwa 380 000 Zugkilometern im Juli und von 1600 Zügen mit etwa 640 000 Zugkilometern im Oktober. An einzelnen Tagen verkehrten 72 Züge, die etwa 400 km im Durchschnitt zurücklegten.

Das Vorrücken des deutschen Heeres im März 1918 stellte die Eisenbahnen Frankreichs vor neue Aufgaben. Um besonders bedrohte Teile der Front zu verstärken, wurden täglich 172 Truppenzüge gefahren. Auf der Nordbahn erreichte die Zahl der zurückgelegten Zugkilometer im Mai die noch nicht dagewesene Höhe von gegen 2 Millionen, auf der Ostbahn wurde die Zahl von 1,5 Millionen überschritten. Es kam die Zeit, wo die deutschen Geschütze Amiens bedrohten, wo die auf Soissons zusammenführenden Strecken erobert wurden, wo — im Mai — zwischen Château Thierry und Epernay die Strecke Paris—Nancy in deutsche Hände fiel. Damit mußte ein wichtiger Knotenpunkt von den Franzosen aufgegeben werden. Ungeheure Vorräte, Eisenbahnbetriebsmittel, Flugzeuge und was dazu gehört, Fabrikeinrichtungen mußten infolgedessen rückwärts befördert werden. Hierzu wurden Tausende von Eisenbahnwagen gebraucht. Trotzdem verkehrten vom 5. Mai an täglich 198 Truppenzüge. Es wurden Zweifel laut, ob die überanstrengten Strecken der Nord- und Ostbahn wohl den immer steigenden Ansprüchen des Heeres auf die Dauer gewachsen sein würden, da kam — leider! — im Juli der deutsche Vormarsch zum Stillstand. Auf der Nordbahn war mittlerweile die erwähnte, bis dahin einzig dastehende Leistung des Monats Mai beinahe noch einmal erreicht worden, auf der Ostbahn wurde sie sogar überschritten. Am 28. August waren auf der Nordbahn 35 000 beladene Wagen auf der Fahrt. Erschwerend fiel dabei ins Gewicht, daß die Eisenbahnanlagen von dem zurückweichenden deutschen Heere in weitgehendem Maße zerstört worden waren und nun von den vorrückenden Heeren unserer Feinde erst wieder betriebsfähig hergestellt werden mußten.

Mittlerweile liefen auch noch Urlauberzüge, die 2728 Wagen, und 162 Lazarettzüge, die 2455 Wagen in Anspruch nahmen. Der Nachschub des Heeres an Verpflegung und sonstigen Vorräten erforderte im Jahre 1915 bei der Nordbahn den Verkehr von 60 000 Zügen, also eine Durchschnittsleistung von etwa 160 am Tage, während bei der Südbahn rd. 1 500 000 t derartiger Güter zu befördern waren; diese Zahlen wurden in den folgenden Jahren verdoppelt, ja sogar vervierfacht. Im Jahre 1914 waren schon, als Paris bedroht war und Vorbereitungen für eine Belagerung getroffen wurden, sehr große Anforderungen an die Eisenbahnen in bezug auf die Beförderung von Nahrungsmittelvorräten gestellt worden. In den Tagen vom 20. August bis 30. September jenes Jahres brachte die Orléansbahn 117 000 t Nahrungs- und 66 000 t Futtermittel, 107 000 Stück Rindvieh und 211 000 Schafe und Schweine nach Paris. Auf den Strecken dieser Gesellschaft wurden z. B. auch im Jahre 1915 11 000 Geschütze und Lafetten befördert; dazu kamen noch ununterbrochene Transporte von Maschinengewehren, Schützengrabenmörsern, Flugzeugen, Geräten, Draht, Wegebaustoffen, Benzin, ebenso Bekleidungs- und Ausrüstungsstücken und Baustoffen für Unterstände und Unterkünfte. Die Feldpost nahm täglich 200 Eisenbahnwagen in Anspruch, um ihre 3 000 000 Briefe zu befördern, zu denen noch der Paket- und Zeitungsverkehr hinzutrat.

Der Krieg vermehrte aber, abgesehen von den militärischen Ansprüchen, auch die Anforderungen sehr, die in bezug auf wirtschaftliche Transporte an die Eisenbahnen gestellt wurden. Es mußten in weit höherem Umfange als im Frieden landwirtschaftliche Erzeugnisse, Rohstoffe für alle Zweige der Gütererzeugung und des Kriegsbedarfs, auch Kohlen eingeführt werden. Der Strom dieser Güter bewegte sich ausschließlich von den Häfen landeinwärts, und infolgedessen mußte zu gleicher Zeit ein ebenso starker Strom von Leerzügen nach den Häfen fließen. Durch diese Einseitigkeit des Verkehrs wurde die Leistungsfähigkeit der Eisenbahnen stark beeinträchtigt. Die Schwierigkeiten, die damit verbunden waren, nahmen im Laufe der Zeit stark zu, schon aus dem Grunde, weil die Mengen der eingeführten Güter beständig stiegen. 1913 hatte die Einfuhr in den französischen Häfen 31 384 516 t betragen; 1914 ging sie zwar auf 27 224 000 t zurück, aber nur, um im Jahre 1915 auf 40 156 000 t und 1916 auf 51 502 000 t zu steigen.

Für die erhöhten Transportleistungen stand den französischen Eisenbahnen nun nicht etwa ein verstärktes Personal und ein vermehrter Betriebsmittelpark zur Verfügung, sondern im Gegenteil. Von 1914 bis 1918 war die Zahl der Tonnenkilometer um 41% gestiegen. Um diese bewältigen zu können, wären nach den eingangs erwähnten Stärken vor dem Kriege etwa 400 000 Angestellte, 15 600 Lokomotiven und über 450 000 Wagen nötig gewesen. In Wirklichkeit waren aber nur noch 352 431 Angestellte, 13 580 Lokomotiven und 388 050 Wagen verfügbar. Um dem Mangel an Menschenkräften abzuhelfen, wurden Angestellte aus dem Ruhestand und sonstige Entlassene wieder eingestellt, ebenso Frauen, Verwundete, vom Heeresdienst Befreite, Arbeiter aus den überseeischen Siedelungen und Gefangene. Die Leistungen dieser Aushilfskräfte blieben natürlich hinter denjenigen des Friedenspersonals weit zurück. Von 1916 an brachten die Engländer das Personal, das zur Bewältigung ihrer Transporte nötig war, selbst mit, und auch die Amerikaner mußten diesem Beispiel folgen, doch verging einige Zeit, ehe die hierzu nötigen Maßnahmen durchgeführt waren.

Ebenso wie mit dem Personal stand es mit den Betriebsmitteln. Schlechte Kohlen verursachten Lokomotivschäden, und die Instandsetzungsarbeiten gerieten in Rückstand. Während vor dem Kriege der Bestand an ausbesserungsbedürftigen Lokomotiven 1720 Stück betrug, ist diese Zahl bis Anfang 1919 auf 2854 gestiegen. Die Zahl der nicht betriebsfähigen Wagen vermehrte sich von 14 840 auf 38 520. Der Grund bestand zum Teil darin, daß große Werkstätten, namentlich Lokomotivfabriken, sich in dem vom Feind besetzen Gebiet befanden.

DER BAUINGENIEUR UND DAS PATENTWESEN.

Ein Wort zur Einleitung der „Patentberichte".

Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Mitglied des Reichs-Patent-Amtes, Berlin.

Auf dem Gebiete des gewerblichen Rechtsschutzes berühren sich Technik und Recht so eng wie wohl auf keinem anderen. Um sich in dieses Gebiet einzuleben, bedarf es daher auf seiten des Technikers sowohl als auch auf der des Rechtskundigen einer Anpassung an eine Anschauungsweise, die von der den Vertretern beider Fachrichtungen sonst gewohnten erheblich abweicht. Trotzdem oder gerade deshalb eröffnet die Beschäftigung mit dem gewerblichen Rechtsschutz dem Techniker Ausblicke in Gebiete, die ihm sonst mehr oder weniger verschlossen bleiben, und dem Rechtskundigen wird es wohl ebenso gehen. Die dabei auftretenden Fragen, sowohl technischer als auch rechtlicher Art, sind häufig sehr verwickelt und haben für den, der nicht gezwungen ist, sich mit ihnen zu befassen, zunächst nur wenig Reiz. Bei eingehender Beschäftigung mit ihnen erkennt man aber, daß sich hier zahlreiche fesselnde Aufgaben, Ein- und Ausblicke in Gebiete besonderer Art ergeben. Auch die wirtschaftliche Bedeutung der patentrechtlichen Angelegenheiten ist zuweilen sehr erheblich, und da man heute auf die wirtschaftliche Seite technischer Fragen, teils aus richtiger Erkenntnis der einschlägigen Verhältnisse, teils notgedrungen, besonderes Gewicht legt, sollte jeder Fachgenosse, der nicht Nur-Techniker sein will, auch diesem Grenzgebiet seine Aufmerksamkeit widmen. Der Techniker der Praxis geht an ihm freilich häufig achtlos vorbei, und nur derjenige, der patentfähige Erfindungen gemacht zu haben glaubt, wird durch den Wunsch, seine erfinderischen Eingebungen verwerten zu können, veranlaßt, sich auf dieses Gebiet zu begeben. Unter den verschiedenen Fachrichtungen der Technik ist der Vertreter des Maschinenbaus, der Elektrotechnik schon eher als der Bauingenieur geneigt, sich mit dem Patentrecht zu befassen, während letzterer häufig eine gewisse Abneigung dagegen hat. Das hängt zum großen Teil mit der Art seines Schaffens zusammen. Der Maschinenbauer und der Elektrotechniker entwerfen Maschinen und Maschinenteile, Vorrichtungen u. dergl., die dazu bestimmt sind, in größerer Zahl hergestellt und vertrieben zu werden. Wenn also auf einem dieser Gegenstände ein Schutzrecht ruht, das den Verbraucher zwingt, dem Inhaber des Schutzrechts für jedes Stück eine Abgabe zu entrichten, so kann die Ausübung dieses Rechts leicht eine gute Einnahmequelle bilden. Der Bauingenieur dagegen entwirft meist Bauwerke, die nur zur einmaligen Ausführung bestimmt sind, und wenn auch ein Entwurf sehr häufig als Muster für eine zweite und weitere Ausführungen dienen kann, so sind daran doch fast immer Veränderungen vorzunehmen, um das Bauwerk dem besonderen Fall, für den es bestimmt ist, anzupassen. Natürlich gibt es auch auf dem Fachgebiete des Bauingenieurs ertragreiche Sondergebiete, auf denen er patentfähige Erfindungen machen und sie ebenso wie der Maschinenbauer ausnutzen kann. Es sei nur an den Eisenbahnoberbau, an einzelne Brückenteile, Wehrbauarten, Bauelemente, Rammpfähle, Eisenbeton-Anordnungen u. dergl. hingewiesen, ohne die Liste damit zu erschöpfen. Um den Bauingenieur zu größerem Anteil am Patentwesen anzuregen, dadurch einerseits den Fachgenossen ein ihnen etwas fern liegendes Gebiet näher zu bringen, anderseits aber auch die Entwicklung dieses technisch-rechtlichen Grenzgebietes zu fördern, soll sich diese Zeitschrift auch mit dem gewerblichen Rechtsschutz befassen. Es soll in einem „Patentbericht" über die bekanntgemachten Anmeldungen und die Erteilung von Patenten, soweit sie für den Bauingenieur von Bedeutung sind, berichtet werden.

Für diejenigen Leser, welche auf diesem Gebiete noch nicht gearbeitet haben, sei ein Wort über die Bedeutung der Bekanntmachung einer Anmeldung und die Erteilung eines Patents eingeschoben.

Die Patentanmeldungen werden bekanntlich im Patentamt einer eingehenden Prüfung, namentlich auf Neuheit und Erfindungseigenschaft, unterworfen. Erachtet daraufhin das Patentamt die Erteilung eines Patents nicht für ausgeschlossen, so beschließt es die Bekanntmachung der Anmeldung. Hierdurch wird der erfinderische Gedanke, den der Anmelder hatte, der breiten Öffentlichkeit zugänglich gemacht, zugleich tritt aber auch die schützende Wirkung, die das Patent hat, wenigstens einstweilen ein. Die Bekanntmachung geschieht in der Weise, daß der Name des Anmelders und der wesentliche Inhalt seiner Anmeldung im Reichsanzeiger veröffentlicht werden und daß die Anmeldungsunterlagen in der „Auslegehalle" des Patentamts zu jedermanns Einsicht ausgelegt werden. Dadurch wird der Allgemeinheit, namentlich den mit dem Anmelder im Wettbewerb stehenden Kreisen der Technik, die Möglichkeit gegeben, die Anmeldung, die bis dahin geheim gehalten wurde, kennen zu lernen und gegen die Erteilung eines Patents auf ihren Gegenstand Einspruch zu erheben. Ein solcher Einspruch, der innerhalb zwei Monaten, vom Tage der Bekanntmachung an gerechnet, einzulegen ist, soll die Prüfung, die im Patentamt von Amts wegen vorgenommen worden ist, ergänzen. Er wird sich im allgemeinen auf die Behauptung stützen, daß der Gegenstand der Anmeldung nicht neu sei, daß er durch eine Druckschrift, die dem Patentamt nicht zugänglich war, bereits beschrieben worden sei oder, was häufig der Fall ist, daß er bereits offenkundig vorbenutzt sei. Durch die Bekanntmachung der Anmeldung werden also die in Frage kommenden Kreise aufgefordert, durch ihr Wissen die Prüfungsarbeit des Patentamts zu unterstützen. Es kann mithin nur empfohlen werden, die Bekanntmachung von Anmeldungen, wie sie der Reichsanzeiger enthält und wie sie hier wiedergegeben werden sollen, zu verfolgen und von dem Rechte des Einspruchs im gegebenen Falle Gebrauch zu machen. Man arbeitet dadurch nicht nur für die Allgemeinheit, sondern schützt sich selbst unter Umständen vor gewissen Beschränkungen, die ein Patent auf die eigenen Arbeiten zur Folge haben kann.

Die Erteilung des Patents hat die Wirkung, daß der Patentinhaber ausschließlich befugt ist, den Gegenstand der Erfindung gewerbsmäßig herzustellen, in Verkehr zu bringen, feil zu halten oder zu verkaufen. Kennt also der Fachmann die auf seinem Gebiete erteilten Patente nicht, so kann er sich leicht eines Eingriffs in fremde Rechte schuldig machen und dadurch in Verlegenheit geraten. Anderseits lernt er durch die Patente gewisse Fortschritte der Technik kennen, und wenn es dafür auch noch andere Quellen gibt, wenn auch die Kenntnis des Standes der Technik, die die Patente vermitteln, nicht lückenlos ist, so bilden sie doch einen wertvollen Beitrag zu diesem Zweck, und man darf auch von diesem Gesichtspunkt aus nicht achtlos an ihnen vorbeigehen.

Für die Zwecke des Patentwesens ist das gesamte Gebiet der Technik — Technik hier im allerweitesten Sinne verstanden — in 89 Klassen eingeteilt, die wieder in zahlreiche Unterklassen und Gruppen zerfallen. Aus der sich durch die weitgehende Teilung ergebenden großen Zahl können und sollen für unsere Zwecke natürlich nur diejenigen herausgegriffen werden, die für den Bauingenieur von Bedeutung sind. Es sind dies im wesentlichen: die Klassen 19, der Eisenbahn-, Straßen- und Brückenbau, Klasse 20, der Eisenbahnbetrieb, Klasse 37, das Hochbauwesen, und Klasse 84, der Wasser- und Grundbau. Die Unterklassen der Klasse 19 enthalten den Oberbau mit Ausnahme der Weichen, die in Klasse 20 behandelt werden, Oberbaugeräte und -maschinen für Schienenwege aller Art, die Straßenreinigung, die Befestigung der Oberfläche von Verkehrswegen, den Brückenbau und endlich den Unterbau für Straßen und Straßenbahnen aller Art, worunter die Erd- und Felsarbei-

ten, die Stütz- und Futtermauern, Grundrinnen und Durchlässe, sowie die Nebenanlagen, wie Kilometer- und Grenzsteine, Wegweiser und Hoheitszeichen, Schneeschutzwände und auch die Bahnsteige zu verstehen sind. Aus Klasse 20 kommen für den Bauingenieur die Unterklassen 20a, verschiedene Bahnen, d. s. atmosphärische, Preßluft-, Gleit-, Stufen-, Hoch- und Untergrundbahnen, Straßen- und Förderbahnen, Hänge- und Seilbahnen, 20i, die Weichen, Wegeschranken und Signale, auch 20g, Schiebebühnen, Drehscheiben u. dergl., und 20k, die baulichen Anlagen der elektrischen Eisenbahnen in Frage. Vom Hochbau (Kl. 37) wird vom Patentschutz natürlich nur die rein technische Seite erfaßt; das Gebiet der „Architektur", soweit es mehr zu den schönen Künsten gehört und mehr zur Befriedigung des Geschmacks dient, spielt hier keine Rolle. Diese Klasse handelt in Unterklasse 37a von den Decken, den Wänden und den Dächern, in Unterklasse 37b von den Bauelementen, in Unterklasse 37c von der Dachdeckung, in Unterklasse 37d vom inneren und äußeren Ausbau, in Unterklasse 37e vom Gerüstbau und endlich in Unterklasse 37f von Gebäudeanlagen aller Art, als da sind Theater- und Zirkusgebäuden, Gebäuden für landwirtschaftliche, Sport- und Vergnügungszwecke, Lagergebäuden aller Art, Gas-, Wasser- und sonstigen Flüssigkeitsbehältern, zerlegbaren Gebäuden usw. In Klasse 84 ist der Wasser- und Grundbau mit folgenden Unterklassen untergebracht: 84a, Fluß- und Wildbachkorrektion, Küstenbefestigung, Wehr- und Schleusenbau, Deich- und Sielbau, Hafen- und Kanalbau, Talsperren, 84b, Schiffshebewerke, 84c, Gründungsanlagen, Pfahlroste, Spundwände, Senkbrunnen usw., 84d, Bagger.

In zweiter Linie kommen für den Bauingenieur in Frage die Klassen 5, Bergbau, 18, Eisenerzeugung, aus 24 die Unterklasse 24g, Schornsteineinrichtungen, aus 36, Heizungs- und Lüftungsanlagen in Gebäuden namentlich die letzteren, ferner die Klasse 40, Hüttenwesen, aus 80, Tonwaren, Steine, Kalk, Zement, Gips, Asphalt diejenigen Teile, die sich auf die Herstellung von Baustoffen beziehen, auch Teile von Klasse 82, Transport und Verpackung, endlich 85, Wasser, Wasserreinigung und Kanalisation. Natürlich werden außer den genannten Klassen, die das Tätigkeitsgebiet des Bauingenieurs unmittelbar berühren, auch alle anderen Klassen daraufhin überwacht werden, ob sie Anmeldungen und Erteilungen von Patenten bringen, die von besonderem Wert für die Allgemeinheit der Technik, nicht nur für eins ihrer Sondergebiete sind oder deren Gegenstand derart ist, daß er, obgleich die Anmeldung aus bestimmten Gründen einer anderen Klasse zugeteilt werden mußte, die besondere Aufmerksamkeit des Bauingenieurs verdient. Über alle solche Anmeldungen und Erteilungen wird im Patentbericht das Wesentliche mitgeteilt werden.

Zunächst soll der Patentbericht nur über die deutschen Patentanmeldungen und -erteilungen einen Überblick geben. Die ausländischen Veröffentlichungen in gleichem Sinne zu überwachen und über ihren Inhalt zu berichten, hat zurzeit noch Schwierigkeiten, wenn sie auch gegenüber denjenigen, die während der Kriegzeit selbst und der ersten Zeit des Waffenstillstandes herrschten, etwas abgemildert sind. Trotz der Zulassung des Postverkehrs mit dem Ausland gehen die technischen Zeitschriften Englands, Frankreichs und der Vereinigten Staaten, der drei Hauptländer, die hier in Frage kommen, noch immer sehr unregelmäßig und lückenhaft ein, und dadurch wird die Berichterstattung über ausländische Technik noch sehr erschwert. Im Laufe der Zeit, wenn diese jetzt zwar nicht mehr unüberwindlichen, aber doch recht lästigen Schwierigkeiten beseitigt sein werden, soll der Patentbericht auch auf diese Länder ausgedehnt werden. Mittlerweile werden sich auch die Verhältnisse in den Staaten, die auf dem Boden der ehemaligen österreich-ungarischen Monarchie entstanden sind, soweit geklärt haben, daß über die Veröffentlichungen ihrer Patentämter, die jetzt zum Teil noch im Entstehen begriffen sind, regelmäßig Bericht erstattet werden kann.

Gelegentlich sollen auch patentrechtliche Fragen hier erörtert und sonstige Mitteilungen aus dem Gebiete des gewerblichen Rechtsschutzes hier gemacht werden. Hierzu wird namentlich der Friedensvertrag Anlaß geben, der einen einschneidenden Einfluß auf das Patentwesen Deutschlands haben wird. Wie weit dieser gehen wird, läßt sich zurzeit noch nicht in vollem Umfang übersehen, es muß vielmehr erst die Entwicklung der Dinge, namentlich auch die Handhabung der einschlägigen Bestimmungen des Friedensvertrages im feindlichen Ausland abgewartet werden. Aber gerade das ist ein Grund, weshalb zu einem Zeitpunkt, zu dem diese Verhältnisse übersehen werden können, die Allgemeinheit und mit ihr daher auch der Bauingenieur, über die Verhältnisse unterrichtet werden müssen.

Die Wirkungen, die der Krieg auf die innerdeutsche Gesetzgebung den gewerblichen Rechtsschutz betreffend gehabt hat, sind noch nicht überwunden. Ihr Abbau und die Maßnahmen, die zur Überleitung von den Kriegs- zu den Friedensverhältnissen nötig sind, werden ebenfalls hier berücksichtigt werden, endlich auch Neuerungen der Gesetzgebung, wie das in Vorbereitung befindliche Gesetz über die Verlängerung der Patentdauer um die Zeit, die für die Ausnutzung durch den Krieg verloren gegangen ist.

Wenn die vorstehenden Zeilen und der Patentbericht dieser Zeitschrift, zu dem sie die Einleitung und das Vorwort bilden sollen, unsere Leser anregen, dem Gebiete des gewerblichen Rechtsschutzes mehr, als sie es bisher getan haben, ihre Aufmerksamkeit zu widmen, so ist ihr Zweck erfüllt. Dankbar würde es begrüßt werden, wenn aus den Kreisen der Leser, die sich mit diesem Gebiet beschäftigen, Wünsche für den weiteren Ausbau dieses Teils der Zeitschrift geäußert würden. Wer also das Bedürfnis hat, über den oder jenen Punkt, der auch die Allgemeinheit der Bauingenieure interessiert, in einer Form unterrichtet zu sein, wie sie ein Zeitschriftenaufsatz bieten kann, der wird sich ein Verdienst erwerben, wenn er entsprechende Anregungen an die Schriftleitung richtet. Daß sie nicht unter den Tisch fallen, sondern nach Tunlichkeit Berücksichtigung finden, dafür wird gesorgt werden.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Privatdozent Regierungsbaumeister-Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

Baustoffkunde.

Bayerischer Traß. Von Dr. W. Sieber (in der Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 135). Der Aufsatz, der eine Erwiderung auf die Ausführungen von Dipl.-Ing. Gebauer in Nr. 45 der Tonind.-Ztg. 1919 darstellt, dürfte bei der Aufrollung der Traßfrage, insbesondere der des bayrischen Erzeugnisses, nicht unbeachtet bleiben. In Nr. 136 nimmt Dipl.-Ing. Gebauer zu Dr. Siebers Aufsatz Stellung.

Der bayrische Traß. In der (Österr.) Wochenschr. f. d. öfftl. Baudienst 1919 Nr. 42, tritt Dr. Hambloch, Andernach, den in derselben Zeitschrift (1919 Nr. 1/2) von H. Lingl gemachten Mitteilungen entgegen. Vgl. Arm. Beton 1919 Nr. 8 Hambloch „Der bayrische Traß". Hierauf folgt eine ausführliche Stellungnahme von seiten Lingls, der die Ebenbürtigkeit des bayrischen Trasses hinsichtlich der Verwendbarkeit aufrecht erhält und neue Zahlenangaben mitteilt.

Hochofenschlacke für Betonbauten. Der Verein deutscher Eisenhüttenleute, Düsseldorf, tritt einer Auslassung auf S. 487, Nr. 59 der Tonind.-Ztg. 1919 entgegen, die den Hochofenschlackenbeton als in jedem Falle unzulässig hinstellt. — Entgegnung hierauf Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 106.

Hochwertiger Zement und Beton. Erörterung der Frage: Hochwertige Spezialzemente? im Anschluß an die Ausführungen des Staatsbahnrates Spindel, Innsbruck, auf der Tagung des D. Bet.-Vereins 1919 in Nürnberg, in der Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 126, S. 1125—1126.

Herstellung von Zementdielen. Beschreibung der Herstellung unter Benutzung einer Maschine für Hochkantanfertigung. Hersteller der Maschine: Ziegel-Kontor Franz Erdmenger (Berlin-Oranienburg), Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 125, S. 1116.

Unter welchen Voraussetzungen kann Beton durch Kohlen angegriffen und auch zerstört werden? Von B. Haas, Leipzig, S. 196—197 in Heft 17/18 von Beton und Eisen 1919.

Schnellanalyse von Portlandzement. Von Th. Klehe. Veröffentlichung des Ganges einer Analyse, der in Amerika erfunden worden ist. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 109.

Ein Fehler im Deutschen Normalprofilbuch für Walzeisen. (I_{27} $S_x = 285$ cm³ nicht 306 cm³.) Zentralbl. d. B. 1919, Nr. 96, S. 575.

Statik und Festigkeitslehre.

Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke mit Hilfe der Bleichschen Viermomenten- und Winkelgleichungen. Von Ing. Leopold Herzka, Wien. In Beton u. Eisen 1919, Heft 17/18, S. 199 ff. u. Heft 19/20. Verfasser weiht in den Sinn des Bleichschen Verfahrens und in die Art seines bedeutenden Buches über den Viermomentensatz ein. Auch für den, der Bleichs Buch kennt, ist das Referat Herzkas eine willkommene Übersicht, die den Vorteil der knappen Zusammenfassung bietet.

Vollwandige Systeme mit Diagonalverstärkung. Von Dr.-Ing. Robert Hauer, Charlottenburg. Mit 10 Abb. in „Der Brückenbau" 1919, Heft 21, S. 163 bis 167. Theoretische Untersuchung, entnommen aus der Dissertation des Verfassers. Es handelt sich um die Bildung von Dreiecksfachwerken über oder unter dem Vollwandträger, die dadurch erfolgt, daß zwischen die Hänge- oder Stützenstäbe Diagonalen eingefügt werden.

Über die zulässige Pressung zwischen Auflagerplatte und Mauerwerk. Verarbeitung der Versuche von Bach und von Bauschinger im Zentralblatt der Bauv. 1919, Nr. 94, S. 561 und 562, durch Dipl.-Ing. Hans Schäfer, München.

Über den Einfluß des Wasserauftriebes auf die Standfestigkeit der Bauwerke. Von Friedrich Engesser, Karlsruhe, Zentralblatt der Bauverwaltung 1919, Nr. 72 und 73.

Berechnung achsial- und gleichförmig querbelasteter Träger. Von Ing. Dr. techn. Julius Ratzersdorfer, Wien. Abhandlung in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1919, Heft 43 u. folg.

Beitrag zur Berechnung der Knicksicherheit. Regierungsbaumeister Lindner-Köln, veröffentlicht im Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 90, einen kleinen Schriftsatz in der Absicht, die verschiedenartigen Knickformeln, die man — wenn die Eulerformel nicht gilt — anwendet, zu vereinheitlichen.

Zentrische und exzentrische Knickung von einheitlichen und gegliederten Eisenstäben. Von Prof. Dr.-Ing. Siegmund Schwätzer, Staatsgewerbeschule Wien. Es wird versucht, mit der Vielheit der im Gebrauche befindlichen Knickformeln aufzuräumen und eine einheitliche Formel, die möglichst gut die bestehenden Formeln einschließt, zu bieten. Wochenschr. f. d. öfftl. Baudienst 1919, Heft 44 u. 45.

Beitrag zur Bestimmung der Nullinie für ringförmige Querschnitte. Eine halbe Seite in der Zeitschr. des österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1919, Nr. 42, von Raubal.

Die Theorie von Foeppl für kreisförmige Platten, angenähert angewendet auf Eisenbetonplatten. Von Ing. W. J. Wisselink. In De Ingenieur (Holland) 1919, Nr. 37.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

Rißbildung im Eisenbetonbau und ihre Beschränkung. Prof. Dr. R. Saliger gibt in der Zeitschr. d. Österr. Ing. und Arch.-Vereins Nr 41/42, 1919 einen Auszug aus einem von ihm gehaltenen Vortrage, der — besonders für den weniger Eingeweihten — sehr gut in die Frage einführt.

Einheitliche Brückenvorschriften für Mitteleuropa. Von Prof. Dr. techn. Rob. Schönhöfer, Braunschweig. Eine längere Arbeit, die zunächst die Vorschriften von Preußen, Bayern, Hamburg, Österreich und der Schweiz tabellarisch einander gegenüberstellt und dann zu Vorschlägen für die Vereinheitlichung gelangt. Der Brückenbau 1919, Heft 16 bis 20.

Über Eisen und Eisenbeton im Brückenbau. Ein ausführlicher Auszug aus der jüngst hier besprochenen Veröffentlichung Schapers im „Eisenbau" 1919 Heft 8, befindet sich im Zentralbl. der Bauverw. 1919, Nr. 86, S. 515.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

Über den Umbau und die Verstärkung der eisernen Brücken auf der Bergstrecke Erstfeld—Bellinzona der Gotthardlinie. Von A. Bühler, Brückeningenieur der S.B.B. Infolge der Zunahme der Lokomotivlasten, besonders bei Einführung des elektrischen Betriebes, sind eine große Anzahl von Brücken der Gotthardlinie den Anforderungen nicht mehr gewachsen gewesen. Die nicht weiter verstärkbaren eisernen Brücken und außerdem solche, die unklare Bauweise zeigten, sind durch Wölbbrücken in Stein ersetzt worden. Es werden hier nur die steinernen Bauwerke besprochen, deren Ausführung unter Aufrechterhaltung des Bahnverkehrs besondere Aufgaben stellte. In einem Falle sind als Lehrgerüste Hetzersche Holzbogen verwendet worden.

Als Belastung der umgebauten Brücken sind 11 t/m bezw. 25 t Achslasten angenommen worden. Die Gesamtkosten der Umbauten werden etwa 6—7 Mill. Franken betragen. Schweizerische Bauzeitung vom 9. Aug. 1919.

Neue Linthbrücke der S. B. B. in Schwanden. Von Ing. A. Bühler, Brückeningenieur der S.B.B. und Ing. J. J. Rüegg, Bauunternehmer in Zürich. Die neue Brücke ersetzt eine alte, häßliche und unzureichende eiserne Gitterbrücke im Zuge der Eisenbahnlinie Glarus—Linthal, 90 m Länge, zwei Dreigelenkbogen von 29 bezw. 22 m Stützweite und 1 : 10 Pfeilverhältnis, dazwischen 3 Öffnungen von 6 m Weite auf einer Insel. Fahrbahnsteigung 20 ‰. Beton mit Hausteinverkleidung. Zahlreiche sehr gute Abbildungen. Gerüst bietet Reizvolles, besonders eine sehr einfache zweckmäßige Absenkvorrichtung. In den „Beobachtungsergebnissen" sind wertvolle Ermittelungen über die Temperatureinwirkungen, das Schwinden usw. festgelegt. Die Untersuchungen der Scheitelsenkungen bei wandernder Last legen den Schluß nahe, daß außer dem Gewölbe selbst die Übermauerung voll mitwirkt. Dem Satze des Verfassers: Wir werden erst dann wirklich befriedigende Berechnungsverfahren für gewölbte Brücken besitzen, wenn sie uns auch über den Einfluß der Übermauerung Aufschluß zu geben vermögen, muß durchaus beigestimmt werden. Schweizerische Bau-Ztg. vom 16. August 1919, S. 80—84.

Eine neue römische Brücke an historischer Stelle. An der Stelle, wo der alte Pons sublicius einst gestanden hat, hat die Stadt Rom eine neue Tiberbrücke in Stein in der Zeit von 1914 bis 1919 erbaut. Gesamtlänge 100 m, 29—32—29 m und 2 Pfeiler, je 4,25 m dick. Kosten 1 270 000 Lire. Nach „Brückenbau" 1919, Heft 20, S. 161 aus der Voss.-Ztg. vom 2. August 1919.

d) Eisenbetonbrücken.

Die Reichsstraßenbrücke über die Bregenzer Ache. Auszug aus der Veröffentlichung des Oberbauleiters Baurat Witasek in Heft 22 der Wochenschr. f. d. öfftl. Baudienst. 1 Abbild. Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 80 und in „Der Brückenbau" 1919, Heft 20, S. 162 (ohne Abb.).

Straßen-Überführung auf Bahnhof Dausenau. Von W. Braun, Vorstd. der A.-G. für Beton- und Monierbau, Abt. Leipzig. Dausenau liegt an der Strecke Bad Ems—Nassau. 3 Öffnungen, 6,17—10,65—6,38 m lichter Weite. Auslege-Balkenträger mit Schwebeträger in der Mittelöffnung. Äußere Form einer Bogenbrücke ähnlich. Ausführliche Beschreibung und Abbildungen in der D. B.-Ztg. 1915, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 16.

Wettbewerb für die Rötibrücke in Solothurn für Straßenverkehr und den Eisenbahnverkehr der Strecke Solothurn—Niederbipp. Besprechung der 4 preisgekrönten Entwürfe in Auszügen aus dem Gutachten des Preisgerichtes. Zahlreiche sehr wertvolle Abbildungen. Schweizerische Bauzeitung vom 20. und 27. Sept. 1919, S. 145 folg., bezw. S. 159 folg.

e) Eiserne Brücken.

Brückenbau-Wettbewerb. Den 1. und 3. Preis bei einem Wettbewerbe für eine Brücke über eine Meeresbucht in Stockholm haben die deutschen Firmen Man und Dyckerhoff & Widmann bezw. Friedrich Krupp und Grün & Bilfinger davon getragen. Der „Brückenbau" 1919, Heft 20, S. 161.

Eine Kriegsbrücke über den Tigris in Bagdad. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin. Arbeiten der englischen Royal Engineers in dem besetzten Bagdad. Die Brücke ist eine schwimmende und hat Durchfahrtsöffnungen für den Schiffsverkehr. Besondere Schwierigkeiten boten außer der Hitze die sehr heftigen Hochwässer. Der „Brückenbau" 1919, Heft 20, S. 160—161.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Vollwandträger aus Holz. Besprechung des D.R.P. 315 011. Zwei Gurte aus je 2 Teilen, in die die Stegwand eingreift und eingekeilt ist. Die Stegwand besteht aus 2 Schichten Brettern, die schräg liegen und gekreuzt angeordnet sind. Zentralbl. d. B. 1919, Nr. 96, S. 576.

Freibau von Holz. System Christoph und Unmack, Niesky. Neuzeitliche Holzdachkonstruktionen für Fabrikbauten. Von Direktor Otto Hetzer. Besprechung einer größeren Anzahl von Binderarten, die zumeist in Holzfachwerk ganz nach dem Vorbilde der eisernen Dächer ausgebildet sind, jedoch naturgemäß der Eigenart des Holzes Rechnung tragen. Erstaunliche Stützweiten. Die Angaben verdienen besonders jetzt, da das Eisen für Deutschland ein kostbarer Stoff geworden ist, allgemeine Beachtung. Der Aufsatz läßt Knotenpunktseinzelheiten, die doch beim Holzbau das Wesentlichste sind, sehr vermissen. Der Industriebau 1919, Nr. X.

Dresdner Wohnungsbau-Ausstellung. Ein Bericht über die Gegenstände dieser Ausstellung findet sich in der Tonind.-Ztg. 1919 in den Nummern von 90 bis 93 und 95.

Schima-Bauweise. Baurat Erler, Berlin, beschreibt an Hand zweier Abbildungen mit wenigen Zeilen diese ges. gesch. Hohlstein-Bauweise in der Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 125, S. 117.

Einfriedigung aus Betonwerksteinen. Ergänzung der Ausführungen in Nr. 67 der Tonind.-Ztg. 1919 in Nr. 100.

Wasserbau.

a) Grund- und Uferbau.

Bericht über eine Eisenbetonpfahlgründung. Von A. Eekhoff, Kaptein der Genie, in De Ingenieur 1919, Nr. 39, S. 709 bis 712. Beschreibung der Pfähle, ihrer Herstellung und ihrer Rammung, die beim Bau des Maschinenhauses für eine Gebäudegruppe bei Den Helder verwendet worden sind.

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft.

Die Gesamt-Wasserkräfte der Welt. Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 48, S. 1214, entnimmt Schätzungen hierüber, gesondert nach Staaten, der Zeitschrift „La Nature", vom 25. Januar 1919.

c) Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

Grundlegende Abmessungen und Speisewasserbedarf neuer Hauptwasserstraßen. Busemann, Lübeck, Verfasser knüpft an die Anregung von Sympher in Zentralbl. der Bauverw. 1918, S. 30 an. „Die bisherige Gepflogenheit, einen vollkommenen Massenausgleich zwischen Auf- und Abtrag anzustreben, ist nichts weiter als eine unsachgemäße Übertragung einer Regel der Eisenbahntechniker auf den Wasserbau." Es wird deshalb gute Anpassung an die Geländeoberfläche gefordert. Sodann wird gegen den Muldenquerschnitt nach Sympher Stellung genommen und für den einfachen Trapezquerschnitt (unter Wasser) eingetreten, Neigung 1 : 2. Vorschläge über Befestigung des dem Wellenschlage ausgesetzten Teils des Ufers. Stellungnahme zu den Ausführungen von O. Franzius in der Z. d. V. d. I. 1919, Heft 28, zustimmend. Es folgt die Aufstellung von Rechnungsgrundlagen für den Wasserverlust in Kanälen. Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 85, S. 505.

Schleusentore aus Eisenbeton. 9 cm Wandstärke, 4,3 m Druckhöhe, Form nach der Stützlinie, ohne besondere Vorkehrungen wasserdicht. Bewegung durch 2 Mann ohne Schwierigkeit trotz 12,2 m Schleusenweite. In Anwendung auf einem Trockendock in Tilbury. Hals- und Fußlager wie gewöhnlich. Mitgeteilt in Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 132, S. 1185.

Querhellinganlage auf der Werft Saatsee bei Rendsburg für den Kaiser-Wilhelm-Kanal. Vom bayr. Bauamtmann Gillitzer, Regensburg. Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 91, S. 541—544. Mit Abb.

Eisenbetonmatten für Kanaldichtungen. In der Zeitschr. d. V. d. Ing. 1919, Nr. 28, schlägt Prof. Franzius, Hannover vor, gefährdete Dammstrecken von Kanälen statt mit dicken Ton- oder Lehmschichten mit Eisenbetonplatten von nur 5 cm Stärke auszukleiden. Die Bewehrung, die nicht im Sinne des Eisenbetonbaues gedacht ist, wird aus einem Drahtnetz gebildet, das in der Mittelschicht der Platte liegt. Die Verformbarkeit solcher Platten sei wegen der geringen Dicke sehr groß. Die Bewehrung solle nur einen Zusammenhalt schaffen. Jedenfalls seien Schäden wie bei Lehmdichtungen, wo in sonnenbeschienenen Trockenstrecken handbreite Risse klafften, nicht zu erwarten. Auszug in der Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 118.

d) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Eine interessante Sammelbecken-Konstruktion. D. Bau-Ztg. 1919, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 21 brngen, aus der Schweizerischen Bau-Ztg. vom 14. Juni 1919 entnommen, ein unter Verwendung von Eisenbeton hergestelltes Sammelbecken für das Kraftwerk Massaboden vor, das zur Erzeugung elektrischer Arbeit für die Simplontunnelstrecke dient und unweit von dessen südlichem Ausgange liegt.

Die Mitta-Mitta-Talsperre am Murray-Strom in Australien. Zahlreiche Zahlenangaben über diese neue Sperranlage (Damm- und Betonmauer) mit 12,33 Mill. cbm Fassungsraum. Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 48, S. 1214.

Spiralbewehrte Eisenbeton-Druckrohre bei dem Glambock-Kraftwerk des Kreises Stolp. Zuschrift betreffend frühere Ausführugen in großen Rohrweiten der G. m. b. H. Dücker & Co. in Düsseldorf, d. B.-Ztg. 1919, Mitt. Nr. 19.

Erdbau und Tunnelbau.

Das Sprengluftverfahren. Von Bergassessor Lisse, Charlottenburg. Es beruht darauf, daß Kohlenstoff und Sauerstoff in feiner Verteilung zur raschen Verbrennung gebracht, so große Mengen des Verbrennungsgases CO_2 liefern, daß eine dem Dynamit ebenbürtige Sprengwirkung entsteht. Verwendung flüssigen Sauerstoffes hierbei. Linde 1897. Das Lindesche Verfahren blieb unbeachtet. Nach späteren vielseitigen Versuchen ist seit 1914 ein Verfahren im Bergbau im großen in Anwendung gebracht worden, das tatsächlich praktische Verwendbarkeit besitzt. Von den zahlreichen sehr wesentlichen Vorteilen seien nur genannt die außerordentliche Billigkeit der Patronen und ihre ausgiebigere Wirkung. Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 32.

Straßenbau.

Erster Niederländischer Wegebau-Kongreß. Der Plan hierzu mit Verhandlungseinteilung und Satzung wird mitgeteilt in Gewapend Beton 1919, Oktoberheft, S. 43—47. Der Kongreß soll im September 1920 stattfinden

Neue Straßenbauart mit Eisen- oder Schilfbeton. Erörterungen über die in Nr. 18 der Mitt. der D. B.-Ztg. 1919 vorgeführten Vorschläge in Nr. 19 derselben Zeitschrift.

Eisenbahnbau.

Studien über die Vorschriften für die Beförderung verdichteter und verflüssigter Gase auf Eisenbahnen. Aus dem Chem. Lab. des d.-ö. Gewerbeförderungsamtes von Dr. A. Wogrinz und Dr. F. Halla. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1919, Heft 42, 46.

Schneeschutzzäune aus Eisenbeton. Von Eisenbahningenieur A. Weigert. Erörterung der Zweckmäßigkeit der Verwendung von Eisenbeton und über den Schneeablagerungsquerschnitt. Beschreibung der Zementdielen, Untersuchung ihrer Beanspruchung, wobei auch die beim Tragen zur Versetzungsstelle entstehende mit zu berücksichtigen ist. Tonind.-Ztg. 1919, 133, 134, 135, 137.

Feststellungen in der Frage des Einflusses von Wasser auf das Tragvermögen von Sandschüttungen. Von P. A. M. Hackstroh. Die Veröffentlichung knüpft an das Eisenbahnunglück bei Weesp (Holland) an.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie Schiffbau, Allgem. über Eisenbeton.

Ofenhalle aus Eisenbeton. Zu dem Aufsatze in Nr. 4 der D. B.-Ztg., Mitt. f. Zem. u. Beton 1919 erfolgt eine Aussprache, die mit einer Äußerung des Aufsatzverfassers in Nr. 16 schließt.

Der Stand des Eisenbetonbaues in Belgien. Nach einem Vortrage von Priv.-Doz. Dr.-Ing. Birkenstock-Berlin, gehalten auf der 22. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, in Nürnberg, 1919. Mit zahlreichen Abb. Wer geglaubt hat, daß in der neuen Zeit mit ihrem geistigen und stofflichen Austausche die Anschauungen und die Ausführungen im Bauwesen allenthalben etwa gleich wären, wird über die auffallende Verschiedenheit der belgischen Eisenbetonbauwerke gegenüber den deutschen erstaunt sein. Im Brückenbau besonders kennzeichnet eine Verkennung der Baustoffeigenart die belgischen Bauwerke. Zugglieder in Eisenbeton, Fehlen von Bewegungsfugen, scharfe einspringende Ecken sind in unglaublicher Fülle anzutreffen. D. B.-Ztg. 1919, Mitt. für Zem. u. Beton Nr. 19.

Neubau einer Kühlwasseranlage beim Elektrizitätswerk Mainz. Von Dipl.-Ing. Hans Schäfer. Besprechung 1. des Einlaufbauwerkes, 2. der Wasserreinigungsanlage (Absitzbecken und Feinrechenanlage), 3. der Verteilungskammer, 4. des Zu- und des Ableitungskanals, 5. der Saug- und Ausgußschächte, 6. des Auslaßbauwerks. — Bau-

grube mit Larssen-Spundwänden umschlossen und durch Grundwasserabsenkung (ausgeführt von Siemens & Halske) trocken gelegt.

Donauschleppkähne aus Eisenbeton. Dr.-Ing. E. Foerster gibt in der Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 42 ein Bild vom Bau und von den Grundlagen der beiden als naturgroße Versuche gebauten Donauschleppkähne. Abb. Eins davon ist in Deggendorf (Nied.-Bayern), das andere in Turn Severin (Rumänien) aufgelegt worden. Infolge der veränderten Verhältnisse ist die Fertigstellung des letzteren noch nicht gesichert. Die Mitteilungen sind besonders wertvoll, da sie aus der Feder eines ersten Fachmannes, des technischen Direktors der Hapag stammen.

Erfahrungen mit Eisenbetonschiffen. Mitteilung der wichtigsten Angaben aus einem amerikanischen Bericht (Society of Naval-Architects and Marine-Engineers) in der Wochenschr. f. d. öfftl. Baudienst 1919, Heft 45, S. 537, nach „Der Schiffbau" 1919, Heft 11. Danach sind die Erfahrungen bisher vollauf befriedigend.

Eisenhochbau.

Schwimmdocks und ähnliche Eisenwasserbauten. Von Dr. techn. L. Karner, Sterkrade. Eine ausführliche Behandlung der Schwimmdocks in „Der Eisenbau" 1919, Heft 11 und 12.

Die Entlastung des Windverbandes bei Hängebrücken durch die Kabel. Von N. Royen, Stockholm. Verfasser behandelt die gleiche Frage, der Melan im Handbuche der Ing.-Wiss., 2. Bd., 5. Abt. nachgeht. Es wird angenommen, daß die Kabel in lotrechten Ebenen liegen und festgestellt, welche wagerechten Kräfte sie bei der wagerechten Durchbiegung des Windträgers aufnehmen. Der Eisenbau 1919, Heft 11, S. 239 bis 243.

Preßluftbetriebe und ihre Anwendung im Eisenbau. Von Betr.-Ing. Schalk, Gustavsburg. Von seiten des erfahrenen Fachmannes werden hier die Vorteile des Preßluftwerkzeuges erörtert und eine Reihe Winke für vorteilhafte Anlage und Betriebsgestaltung gegeben. Der Reihe nach werden besprochen: die Preßluft-Meißelhammer, das Nietfeuer, die Preßluft-Gegenhalter, Spantenmieter, Nietmaschinen, Preßluft-Handschleifmaschinen, Preßlufthebezeuge, Preßluftabklopfer, Preßluftstampfer, Blasapparate, Preßluftspritzapparate. Der Eisenbau 1919, Nr. 11, S. 243—246.

Über Druckstäbe. Von Ing. Mühlenhoff, Sterkrade. Zeitschr. d. V. d. I. 1919, Nr. 48, S. 1200 bis 1206. Auswertung älterer amerikanischer Versuche, die den Vorzug haben, sich mit Druckstäben, die aus 2 U-Eisen und Verbindungsplatten hergestellt sind, zu befassen, wie sie im Brückenbau in den Gurten die Regel sind, während die Tetmajerschen Versuche nur mit Winkelpaaren angestellt sind. Die Arbeit kommt zu dem Schlusse, daß sich der Müller-Breslausche Vorschlag, mit einer Exzentrizität von $\frac{1}{200}$ zu rechnen, als sehr berechtigt erwiesen habe.

Städtischer Tiefbau.

— — — —

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung.

Die 22. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. Bericht von Prof. Dr.-Ing. E. Probst in der Ztschr. d. V. d. I. 1919, Nr. 42, weiterer Bericht in Beton u. Eisen 1919, Heft 17/18, S. 201—202 und in der D. B.-Ztg. 1919, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 19.

Mitteilungen aus dem Jahresbericht des Deutschen Beton-Vereins sind in der D. B.-Ztg. 1919, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 17/18, S. 112 zu finden.

Die Zementindustrie Australiens. 4 Spalten in Nr. 129, S. 1151—52 der Tonind.-Ztg. 1919. Vor dem Kriege 250 000 t Bedarf, 130 000 t eigene, 120 000 t ausländische Erzeugung. Jetzt ist Australien in der Lage, 280 000 t selbst zu erzeugen. Früher sind die Maschinen für die Zementfabriken meistens aus Deutschland bezogen worden, die während des Krieges eingeführten englischen Maschinen sollen vielfach versagt haben.

John Labes †. Lebensbild im Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 90.

Dr. Hermann Passow †. Ein ziemlich ausführliches Lebensbild von dem verdienstvollen Schöpfer des Hochofenzements findet sich in Stahl u. Eisen 1919, Heft 45.

Das Bildungsprogramm der Technischen Hochschule. Von Prof. Dr.-Ing. Heidebroek. Eine gedankenreiche Arbeit, die von der Studentenschaft als brauchbare Grundlage für ihre Reformanträge angenommen worden ist. Hauptinhalt: Keine starre Prüfungsordnung, keine festen Abteilungen, freie Wahl der Studienfächer, vermehrte Ausbildung der allgemeinen Bildung und der Charaktererziehung. Ztschr. d. V. d. I. 1919, Heft 44, S. 1093.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Eiserne Brücken. Ein Lehr- und Nachschlagebuch für Studierende und Konstrukteure von G. Schaper, Regierungs- und Baurat. 4. verb. Auflage, 660 Seiten mit 1854 Textabbildungen. Berlin 1920, Wilh. Ernst & Sohn. Preis geheftet M 46,—, geb. M 50,—.

Das übersichtlich und klar gegliederte Werk umfaßt 16 Abschnitte. Einer kurzen Erläuterung der Bestandteile eiserner Brücken folgt im zweiten Abschnitt die Einteilung der eisernen Brücken nach den verschiedensten Gesichtspunkten, wobei auch die Merkmale der statischen Wirkungsweise kurz und faßlich gekennzeichnet sind.

Konstruktionselemente und Verbindungsmittel mit zweckmäßigen Niettafeln und sorgfältiger Betrachtung des Kräftespiels, bei welcher, wie auch in anderen Abschnitten, die aus den neuesten Versuchen des Ausschusses für Versuche im Eisenbau gewonnenen Ergebnisse mit verwertet sind, werden im nächsten Abschnitt behandelt.

Unter den Abschnitten „Baustoffe" und „zulässige Beanspruchungen" verdienen besondere Beachtung die Ausführungen über hochwertige Konstruktionsstähle und Schapers Vorschlag, die Knickspannungen im unelastischen Knickbereich für Stäbe mit $\frac{l}{i} = 60 — 105$ durch geradlinige Einschaltung zwischen der Streckgrenze und dem Eulerwert zu ermitteln.

Die „Belastungsannahmen" im nächsten Abschnitt umfassen reichhaltige Angaben zur Ermittlung der Eigenlasten für den ersten Entwurf und die Lastenzüge verschiedener Verwaltungen. An einem Beispiel wird ferner die vorteilhafte Anwendung der preußischen Hilfstafeln für die Berechnung von Momenten und Querschnitten gezeigt. Für die Verkehrslasten von Straßenbrücken sind die Vorschriften vieler großer Verwaltungen und Städte angeführt; mit Recht wird hier auf die dringende Notwendigkeit der Vereinheitlichung dieser bunten Vorschriften hingewiesen.

Abschnitt 7: „Die werkstattmäßige Bearbeitung der Bauteile" behandelt die Arbeitsvorgänge, soweit sie zur Beurteilung der Zweckmäßigkeit und Ausführbarkeit von Einzelheiten erforderlich sind, gute neuzeitliche Bearbeitungsverfahren und das Vorzeichnen und Anreißen von Werkstücken. Wie auch bei anderen Abschnitten zeigt sich hier ganz besonders, wie sehr der Verfasser mit allen den Werdegang einer eisernen Brücke beeinflussenden Vorgängen vertraut ist.

Nach kurzen Bemerkungen über den zweckmäßigen Aufbau der Festigkeitsberechnungen leiten die nächsten Abschnitte zu den Hauptkonstruktionsteilen über. Hier gibt das Werk in sachgemäßer, dem Gang der Entwurfsarbeiten angepaßter Reihenfolge eine außerordentliche Fülle zweckmäßiger Konstruktionsformen von Hauptträgern, Fahrbahnteilen und Verbänden mit bis ins Kleinste gehenden Hinweisen für praktische und wirtschaftliche Durchbildung, sowohl in bezug auf Haupttraggebilde, als auch untergeordnete Einzelheiten. Der geradezu vorbildliche Aufbau des Stoffes beschränkt sich unter Verzicht auf zusammenhängende Beschreibung ganzer Brücken zugunsten einer trotzdem den Zusammenhang wahrenden Erläuterung einzelner Konstruktionsglieder auf kurze geschichtliche Rückblicke über die Entwicklung der einzelnen Hauptträgerformen und vermeidet umfangreiche Wiedergabe veralteter oder weniger vorteilhafter Konstruktionsformen. Der angestrebte Zweck, dem Studierenden die allgemein bei der Durchbildung zu beachtenden Grundsätze klar vor Augen zu führen und dem Fachgenossen das schnelle Auffinden von Einzelheiten zu ermöglichen, wird vollkommen erreicht. Die nach neuzeitlichen Anschauungen und Erkenntnissen durchgebildeten Konstruktionen sind auf Grund von bei vielen und großen Brückenbauten gewonnenen Erfahrungen des Verfassers besonders treffend gewählt. Sehr wertvoll sind die überall mit zur Betrachtung gestellten neuesten deutschen und ausländischen Brückenbauwerke. Die Besprechung der Entwurfseinzelheiten der verschiedenen Wettbewerbe um die neue Straßenbrücke in Cöln führten zu der sehr begrüßenswerten Behandlung des Abschnittes über „Hängebrücken" auf breiter Grundlage. Bei dem Abschnitt „Auslegerbrücken" sind die große Brücke über den Lorenzostrom in Quebeck und die neuen Hochbrücken über den Kaiser-Wilhelm-Kanal bei Holtenau, Rendsburg und Hochdonn in den Kreis der Betrachtung gezogen. Die verschiedenartigsten Hauptträgerarten sind hinsichtlich Anordnung, Formgebung, Linienführung und Füllung sowohl nach Zweckmäßigkeit als auch nach Schönheit gedrängt, aber erschöpfend behandelt. Lediglich der Rahmenträger (Vierendeel), über dessen Wirtschaftlichkeit und Schönheit die Meinungen der Fachwelt allerdings sehr geteilt sind, kommt dabei reichlich kurz weg. Der Abschnitt über Fahrbahnen wird durch seine Ausführungen über Querschnittsgestaltung, Fahrbahnen und Fahrbahn-

tafeln bis zur Geländerbehandlung allen nur denkbaren Anforderungen gerecht. Kurze Angaben über die Berechnung einzelner Teile bilden eine wertvolle Ergänzung des beschreibenden Inhalts.

Sehr reichhaltig und vollständig ist auch der 13. Abschnitt über „Lager und Gelenke" mit den Grundlagen zur Berechnung derselben. Knaggenkonstruktionen nach Abb. 1050, welche feste Gelenkwirkung erzielen, sind nur in ihrer Anwendung für mehrstielige Portalabstützungen erwähnt. Es wäre erwünscht, diese gedrungene und billige Gelenkform, die doch schon in größerem Umfange verwendet wird, etwas ausführlicher zu behandeln und ihre Verwendungsmöglichkeit z. B. als Gerbergelenk bei vollwandigen Hauptträgern oder bei Schleppträgern zu zeigen.

Abschnitt 14 mit „Säulen und Pfeilern", insbesondere auch Gerüstpfeilern für Talübergänge, behandelt die portalartig mit festen Stützen verbundene Brückenform vielleicht etwas zu knapp. Diese bei kleinen und niedrigen Übergängen neuerdings ausgeführten vollwandigen Überbauten (Puttlitzbrücke) sind von hervorragend schöner äußerer Wirkung. Obwohl in diesem Sinne von einer Unvollständigkeit des Werkes nicht gesprochen werden kann, bleibt es doch sehr zu bedauern, daß wünschenswerte Ergänzungen in diesen und anderen Fällen wahrscheinlich infolge der heutigen Papierknappheit vom Verfasser unterlassen wurden.

Der vorletzte Abschnitt enthält das sehr wichtige Gebiet der schiefen Brücken. Zur Behebung der vielfachen sich dabei ergebenden Schwierigkeiten sind die verschiedensten Möglichkeiten an Hand vortrefflicher Beispiele gezeigt.

Im letzten Abschnitt sind neben einer kurzen Bemerkung über das Anwendungsgebiet eiserner Brücken eingehende Betrachtungen den für die Wahl der Querschnitte, Hauptträgerform, Stützweite, Durchfahrtshöhen maßgeblichen Gesichtspunkten gewidmet, welchen sich schließlich noch in übersichtlicher Kürze Angaben über die Bauhöhen anfügen.

Das trotz der heutigen Schwierigkeiten gut ausgestattete Werk behandelt das umfangreiche Gebiet des Eisenbrückenbaues mit außerordentlicher Gründlichkeit. Es ist leicht verständlich und streng sachlich geschrieben und umfaßt den Stoff, namentlich was neuzeitliche Konstruktionsformen anbelangt, in seltener Reichhaltigkeit und in durchweg glücklicher Gliederung. Die den Text ergänzenden Abbildungen, welche auch bei sehr verwickelten Konstruktionen wie Knotenpunkten jede Einzelheit in ausgezeichneter Klarheit wiedergeben, sind ausnahmslos mustergültig. Für den praktischen Gebrauch bietet das Buch dem Bauingenieur und Studierenden im Eisenbrückenbau den besten Ratgeber. Namentlich für denjenigen, welcher sich über neuzeitliche Brückenbauten zusammenhängend unterrichten will, ist das Werk unentbehrlich. Das technische Schrifttum hat selten ein Werk von ähnlicher Vollständigkeit und Güte für gleichbedeutende Teilgebiete aufzuweisen. Der Umstand, daß in knapp 6 Jahren zwei Auflagen und nach Beendigung des Weltkrieges eine weitere, kurz vor Kriegsbeginn erschienene vergriffen waren, ist auch beredtes Zeugnis für die Beliebtheit und Notwendigkeit des Buches. Auch der vierten Auflage des vortrefflichen Werkes dürfte ein gleicher Erfolg beschieden sein. Dr. Fischmann.

Berichte des Trägertypen-Ausschusses des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines. Erstattet in den Geschäftsversammlungen vom 27. Februar 1915 und 23. November 1918. 1. Heft in 8° mit zahlreichen Abbildungen und Tabellen. Wien 1919. Zu beziehen vom Vereinssekretariate, Wien I., Eschenbachgasse 9. Preis 4,— K.

Ein Ausschuß des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines hat sich der mühevollen — in Deutschland für dessen Normalprofil allerdings seit Jahrzehnten gelösten — Aufgabe unterzogen, die Flächen und statischen Größen der wichtigsten österreichischen Walzprofile genau, also unter Berücksichtigung aller Schrägen, Hohlkehlen und Abrundungen zu berechnen. Die bisherigen Profile wurden hierbei unter Mitwirkung der großen Eisenwerke einerseits von entbehrlichen Formen gesichtet, anderseits durch Aufnahme neuer, kräftigerer Querschnitte vermehrt. Die Ergebnisse dieser Arbeiten liegen im vorliegenden Hefte übersichtlich zusammengestellt vor. Der Vergleich der genauen mit den bisher allgemein in Gebrauch stehenden angenäherten Werten zeigt, daß letztere in vielen Fällen nicht ausreichend scharf sind. Schon deshalb, aber auch als Sammlung der derzeit erhältlichen oder in nächster Zeit von den Eisenwerken einzuführenden Walzprofile ist das genannte Heft ein wertvoller Behelf für Berechnungen und Konstruktionen im Eisenbau. Aufgenommen in die Reihe der I-Eisen sind, noch nicht Breit- und Parallelflanschträger. Bedauerlich bleibt leider, daß die Frage der „Normalprofile" in Deutschland und Österreich keine einheitliche Lösung gefunden hat. M. F.

Bau-Kalender 1920. Herausgegeben von der Ostdeutschen Bauzeitung, bearbeitet von Prof. M. Preuß und Bauing. O. Stache. Preis 6 M. Verlag: Ostdeutsche-Bauzeitung, Breslau.

Der vor uns liegende Baukalender beginnt mit dem Kalendarium; hieran schließt sich der technische Teil von 190 Seiten. In ihm sind zunächst gegeben: Tabellen für Zahlenrechnungen und der bekannteren mathematischen Funktionen, Lehrsätze nebst Anwendungen; es schließen sich an kurze Zusammenstellungen aus Physik und Chemie; alsdann folgen Abschnitte: Statik und Festigkeitslehre mit den notwendigsten Tabellen, Beton- und Eisenbetonbau (Abdr. der Bestimmungen vom 13. I. 1906 nebst 5 Seiten über deren Anwendung einschl. Tabellen), Tabellen und einige Angaben über Baustoffe, kurze Mitteilungen aus der Baukunde mit Abdruck der Bestimmungen betr. Kleinhäuser vom 24. II. 1918 und öfters zu Rate zu ziehende Baupolizeibestimmungen hochbaulicher Art. Für Abschlüsse ist die Gebührenordnung (mit den neuen Beschlüssen aus Regensburg 1911 und Würzburg 1918), das Patent- usw. Gesetz, ein Abschnitt über Sicherungen der Bauforderungen und die Musterprüfungsordnung beigefügt. Der übersichtlich angeordnete Kalender ist für mittlere Techniker des Hochbaues gut geeignet, für diese enthält er viel des täglich Wissenswerten. Für Bauingenieure, für die er auch nicht geschrieben ist, ist aber der Kalender nicht ausreichend. Der einfache Techniker wird es als Vorzug empfinden, daß bei manchen Abschnitten das hier Gebotene durch Zahlenbeispiele aus der Praxis erläutert wird. M. F.

Baue Dir selbst. Der billigste Weg zum eigenen Heim. Schlüsselfertige Heimstätte mit Stall und Nebenanlagen für 2—3000 M. von jedermann selbst zu errichten. Von Max Beetz. 12. Aufl. Mit rd. 70 Abb. 2 M. Heimkulturverlag Wiesbaden.

So lautet der Zettel, der dem Besprechungsexemplar beiliegt, das selbst der 11. Auflage entstammt. Der Umschlag des Heftes nennt als Kosten 3000 M., das Titelblatt dagegen 5—6000 M. Es kommt wohl auf die Größe der „Heimstätte" an? Der guten Absicht des Landwehrmannes Max Beetz, der das Büchlein auf Anregung der „Heimkultur" für Kriegsteilnehmer bearbeitete, mag man diese Äußerlichkeit nicht so scharf anrechnen, aber vertrauenerweckend wirken solche Differenzen von vornherein nicht.

Die kleine Broschüre von 60 Seiten Umfang dient der Reklame für Lehmstampfbau nach Anleitung der „Heimkultur", wie für diese GmbH und deren Schriften und Lizenzen schlechthin. Fraglos ist, der Lehmbau ein Problem, das man mit allem Ernt behandeln soll und es ist sehr zu wünschen, daß diese alte Bauweise, deren Anwendung wir verlernt haben, zur Steuerung der Wohnungsnot benutzt wird. Aber mit nichts schädigt man sie mehr als mit übertriebenen Verheißungen, wie etwa: daß sie für halben Preis Gleichwertiges liefere, wie die bisher üblichen massiven Bauweisen, oder daß man den Baustoff nur aus der Baugrube zu entnehmen brauche, um daraus ein tadelloses Bauwerk herzustellen usw.

Ich kann trotz wärmster Sympathie für den Lehmbau dieses Schriftchen nicht empfehlen, besonders da es auch keinerlei Anleitung bietet, sondern in allen wesentlichen Punkten auf die Schriften der Heimkultur verweist.

K. A. Hoepfner, Karlsruhe, Bd.

KURZE MITTEILUNGEN UND BEKANNTMACHUNGEN.

Beton zur Wärmeaufspeicherung.

Die Aufgabe, das Arbeitsvermögen, das in elektrischen Kraftwerken Tag und Nacht unverändert erzeugt wird, während der Zeit geringen Verbrauches, also bei Nacht oder in der Mittagspause, in zweckentsprechender Weise aufzusaugen, aufzuspeichern und zu Zeiten großen Verbrauches wieder abzugeben, vermag man bekanntlich durch Verwendung elektrischer Akkumulatoren zu lösen. Bei großen Arbeitsmengen werden diese aber sehr teuer und besonders in Fällen, wo die Arbeit in mechanischer Form verwendet wird, hat man eine andere Form der Arbeitsaufspeicherung anzuwenden begonnen; man hat die elektrische Arbeit durch Einbau von Widerständen in Wärme umgesetzt und diese Wärme in andere Stoffe eingeleitet. Den Bauingenieur dürfte fachlich besonders die Aufspeicherung in Beton angehen. Im Rahmen einer größeren Veröffentlichung über die Wärmeaufspeicherung macht Oberingenieur E. Höhn, Zürich, hierüber Mitteilungen in der Schweizerischen Bauzeitung vom 22. November 1919, aus deren Inhalt wir das folgende entnehmen. Die Aufspeicherung in Beton ist das Verfahren, das die Zentralheizungsfabrik A.-G. Bern zur Anwendung bringt. Das Bild einer solchen Aufspeicherungsanlage ist das folgende:

Ein Betonklotz von dem Raummaß von (bei mittleren Anlagen) etwa 15 cbm ist der eigentliche Wärmespeicher. In den Beton sind zur Heizung eiserne elektrische Leitungsdrähte mit hohem Widerstande eingebettet, die nach Bedarf eingeschaltet werden können. Dies die Wärmeeinleitung. Die Ableitung zum Verbrauche vermitteln Rohrschlangen, die (bei einer mittleren Anlage) etwa in 800 m Gesamtlänge in den Beton eingelegt sind. Sie sind mit Öl gefüllt, das die Wärme des Betons annimmt, und stehen in Verbindung mit einem Rost von Rohrschlangen, die in einem Dampfkessel liegen. Wenn das Wasser im Dampfkessel sich abzukühlen beginnt, wird es durch die mit heißem Öl gefüllten Rohre nacherhitzt. So wird die im Beton aufgespeicherte Wärmemenge — man macht hier die hohe spezifische Wärme des Betons zunutze — allmählich dem Wasser zugeführt, das dadurch zum

Verdampfen gebracht wird. Zum Schutze gegen Ausstrahlung ist der Betonklotz samt dem darüberliegenden Kessel ummauert. Bei einer als Beispiel aufgeführten Anlage wurde während 8 Nacht- und $1^1/_2$ Mittagsstunden elektrische Arbeit in einer Menge von 3070 KWst. eingeleitet und 3180 kg Dampf von 3 atm mittlerem Überdrucke gewonnen. Der Wirkungsgrad war 77 v.H. Kze.

Enteignung eines Grundstücks zu Kanalzwecken.

(Entscheidung des Reichsgerichts vom 25. März 1919.)

(Nachdruck verboten.) Ein Teil des Grundbesitzes des Klägers war zu Kanalzwecken enteignet worden. Mit der Behauptung, das enteignete Gelände, für welches infolge seiner Lage die Möglichkeit eines Bahnanschlusses bestanden habe, sei als Industriegelände zu bewerten, hatte der Kläger eine höhere Entschädigungssumme gefordert, als ihm zugebilligt worden war, und das Oberlandesgericht Hamm hatte auch das Verlangen des Klägers für begründet erachtet.

Das Reichsgericht hat jedoch dahin erkannt, daß der Kläger im vorliegenden Falle, wo sein Gelände für Kanalzwecke enteignet sei, keinen Nutzen davon habe, daß für das enteignete Grundstück die Möglichkeit der Ausnutzung als Industriegebäude bestanden habe.

Es ist zu erwägen, daß der Eisenbahnfiskus und der Kanalfiskus nicht etwa verschiedene Rechtspersonen sind. Die Eisenbahnverwaltung würde also pflichtwidrig gegen das allgemeine Staatsinteresse handeln, wenn sie nach Einleitung der Enteignung zugunsten des Staatsfiskus noch dem Kläger den Bahnanschluß gewährte, obgleich ein rechtlicher Anspruch des Grundeigentümers auf Gewährung des Anspruches nicht gegeben ist. Nur durch die Möglichkeit des Bahnanschlusses aber kann das enteignete Gelände zu Industriegelände werden.

Ein zukünftig möglicher Vorteil — so hat das Reichsgericht wiederholt erkannt — darf bei der Entschädigungsbemessung dann nicht in Betracht gezogen werden, wenn — wie hier — der Fiskus die Enteignung des Grundbesitzes für seine Zwecke betreibt.

Nun ist die Vorinstanz der Meinung, daß die Interessen des Eisenbahn- und des Kanalfiskus sich nicht völlig decken. Die Staatsbahnen seien darauf angewiesen, ihren Verkehr zu erleichtern und zu steigern, und der Kläger hätte deshalb noch damit rechnen dürfen, daß ihm die Bahnverwaltung des dauernden Vorteils wegen, der aus dem Anschlusse der Bahn erwachse, doch den Anschluß gewähren würde, wenn auch dadurch dem Kanalfiskus ein einmaliger Nachteil zugefügt wurde. — Diese Ausführungen gehen jedoch fehl. Es ist nicht einzusehen, wo für den Eisenbahnfiskus der dauernde Vorteil aus einer Gleisanschlußgewährung liegen könnte, wenn dadurch die Enteignung des Grundbesitzes des Klägers zu Kanalzwecken dessen Ausnutzung als Industriegelände dauernd entfällt.

Die Möglichkeit des Bahnanschlusses kann also für die Wertberechnung des enteigneten Grundstücks nicht in Betracht kommen. (Reichsger. 402/18., VII.) rd.

Zufuhrstraßen zu Bahnstationen. — Beleuchtungspflicht.

(Entscheidung des Bayer. Verwaltungsgerichts vom 27. Novbr. 1918.)

(Nachdruck verboten.) Das Bayerische Verwaltungsgericht hatte sich mit der Frage zu befassen, inwieweit eine Gemeinde angehalten werden kann, bereits bestehende Wegverbindungen als Gemeindewege zu übernehmen, als solche zu unterhalten und zu beleuchten.

Das genannte Gericht ist der Meinung, daß die Gemeinde dazu angehalten werden kann, wenn festgestellt ist, daß ein solcher Weg als allgemeines Verkehrsmittel notwendig ist. Das wird besonders oft zutreffen bei Zufuhrstraßen, die den Verkehr von Ortschaften mit Bahnhöfen vermitteln. Legt die Gemeinde gegen Verfügungen der Aufsichtsbehörde, durch welche ihr die Pflicht zur Unterhaltung und Beleuchtung solcher Wege auferlegt wird, Beschwerde beim Verwaltungsgericht ein, so hat dieses nur zu prüfen, ob die gesetzlichen Voraussetzungen für das Einschreiten der Aufsichtsbehörde gegeben sind und ob bei dem Einschreiten die gesetzlichen Vorschriften eingehalten worden sind.

Wenn die öffentliche Sicherheit oder Sittlichkeit die Einrichtung der Straßenbeleuchtung an einer Stelle erfordert, so hat die Gemeinde diese Einrichtung zu treffen und die hierfür erwachsenden Kosten zu tragen. Vernachlässigt eine Gemeinde diese ihr obliegende Pflicht, so kann sie im Staatsaufsichtswege angehalten werden, die erforderlichen Einrichtungen zu treffen.

Die Frage, an welchen Stellen und in welchem Umfange die Beleuchtung im Interesse der Verkehrssicherheit notwendig erscheint, ist der Würdigung des Verwaltungsgerichts entzogen. rd.

Bekanntmachung.

Zement, Kalk und Bausteine werden z. Zt. öffentlich bewirtschaftet; diese Baustoffe dürfen daher vom Verbraucher ohne Freigabeschein der Baustoffbeschaffungsstelle Berlin, Matthäikirchstr. 15, nicht bezogen werden. Bei den Baukontrollen wird fortan der ordnungsmäßige Bezug der auf der Baustelle lagernden bewirtschafteten Baustoffe besonders überwacht werden.

Die Baugewerbetreibenden und Bauherren werden daher in ihrem eigenen Interesse darauf hingewiesen, die in ihren Händen verbleibenden Abschnitte der Freigabescheine mit der baupolizeilichen Erlaubnis zusammen auf der Baustelle aufzubewahren und sie den Kontrollbeamten auf Erfordern vorzulegen.

Bewirtschaftete Baustoffe, die nicht nachweislich auf dem gesetzlich zugelassenen Wege, also im Schleichhandel, beschafft sind, werden beschlagnahmt und für den Wohnungsverband Groß Berlin sichergestellt werden.

Berlin, den 9. Dezember 1919.

Städtische Baupolizei.

Feigell.

684. B. P. gen.

Technischer Zweckverband.

Der „Technische Zweckverband" in Auslands- und Auswandererfragen (Charlottenburg, Fasanenstr. 13, Fernsprecher: Steinplatz 4553) wendet sich in einem Aufruf an alle technischen Verbände und deren Ortsgruppen sowie an alle organisierten und nichtorganisierten Techniker jeden Faches, soweit sie ihm noch nicht angeschlossen sind, mit der Aufforderung zum Beitritt und zur Mitarbeit. Der Zweckverband wird durch Schaffung einer technischen Nachrichtenzentrale für die notwendige Aufklärung über die Verhältnisse im Auslande sorgen. Eine Auskunftsstelle über ausländisches und internationales Recht, die für den auswandernden Techniker bei Vertragsabschlüssen von höchstem Werte sein wird, soll der Nachrichtenzentrale angegliedert werden. Durch Reisen erfahrener Fachleute und Kenner des Auslandes sollen neue Absatz- und Arbeitsgebiete erschlossen werden. Anderseits wird der Zweckverband für die Erhaltung aller unentbehrlichen Kräfte für die heimische Wirtschaft eintreten. Eine Hauptaufgabe schließlich erblickt er darin, den auswandernden Techniker planmäßig vorzubereiten, daß er das Deutschtum im Auslande würdig und geschickt vertritt und zu einem werbenden Faktor für die Steigerung des deutschen Warenabsatzes und -umsatzes wird.

Frühjahrs-Mustermesse Leipzig.

Technische Messe vom 14. bis 20. März 1920.

Ausstellung von Musterlagern folgender Geschäftszweige:

Antriebsmaschinen, Dampfkessel und andere Kraftquellen nebst Zubehör,
Elektrische Maschinen und Apparate für Stark- und Schwachstrom-Anlagen,
Triebwerke, Transmissionen und Zubehör,
Beförderungsmittel und Förderanlagen, Hebezeuge, Kraftwagen, Luftfahrzeuge, Boote,
Gebläse, Kompressoren und Pumpen,
Armaturen und technische Kleineisenwaren,
Werkzeugmaschinen, Werkzeuge und Apparate aller Art,
Fabrikeinrichtungen, Maschinen und Anlagen für alle Industrien und Gewerbe,
Heizungs- und Lüftungsanlagen, technische Beleuchtungsanlagen, sanitäre Einrichtungen, Kühl-, Wasch- und Trockenanlagen, Heil- und Rettungsapparate, Schutz- und Sicherheitseinrichtungen,
Landwirtschaftliche Maschinen, einschließlich Garten- und Forstwirtschaft,
Maschinen für Gießereien, Berg- und Hüttenwesen,
Meßwerkzeuge und Meßgeräte,
Feinmechanische und optische Instrumente, Präzisionsapparate, Laboratoriums-Einrichtungen und Lehrmittel.

In besonderen Unterabteilungen:

Baumesse für Bau- und Wohnbedarf, Installation, Architektur, alte und neue Bauweisen, Baustoffe sowie deren Herstellung und Verarbeitung, Baumaschinen und Geräte, Tiefbauanlagen und Eisenhochbau,
Allgemeine technische Einrichtungen, technisches Zeitungswesen und Fachzeitschriften, Ingenieurbüro, Patentverwertung, Fabrikeinrichtung,
Rohstoffmesse und Rohstoffbörse:
Roh-, Grund- und Betriebsstoffe für chemische Fabriken, Maschinenbau und Bauwesen, chemisch-technische und mechanisch-technische Halberzeugnisse,
Entwurfs- und Modellmesse, Vermittlungsstelle für Künstler und Fabrikanten.

Anmeldungen von Ausstellern und Einkäuferfirmen für die Technische Messe sind ausschließlich zu richten an das Meßamt für die Mustermessen in Leipzig, das auch in allen Meßangelegenheiten Auskunft gibt.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Professor Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang 29. Januar 1920 Heft 2

DER ZWISCHENSTAATLICHE WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DIE ARSTABUCHT BEI STOCKHOLM.

Von Geh. Baurat Schaper.

(Fortsetzung von Seite 9.)

B. Angekaufte Entwürfe.

1. Entwurf: „Sic vero mihi placet." (Abb. 15.)

Die ganze südliche Fahrstraße ist mit einem einzigen kühnen, sich hoch über die Fahrbahn erhebenden Eisenbetonbogen von 170 m Stützweite überspannt. Der Bogen reicht mit den Kämpfern fast bis auf das Mittelwasser hinab und stützt sich beiderseits auf kleine Widerlager, die auf dem hier in geringer Tiefe liegenden Fels gegründet sind. Der bewegliche Überbau liegt über einer Öffnung im nördlichen Fahrwasser und ist als einflügelige Klappbrücke mit fester Drehachse geplant. Im übrigen besteht die Brücke außer den beiderseitigen Endbauwerken aus Betongewölben von 32,5 m Spannweite.

Die Gründung der einzelnen Pfeiler und Widerlager ist teils ohne Wasserhaltung unmittelbar auf dem zutage tretenden Fels möglich, teils erfordert sie offene Baugruben mit Spundwandumschließung, teils auch die Zuhilfenahme des Druckluftverfahrens.

Da uns ausführliche Erläuterungen und Darstellungen der Einzelheiten des Entwurfes nicht zur Verfügung stehen, so müssen wir uns eines Urteils über die Zweckmäßigkeit der Einzelheiten, namentlich auch über die Ausführbarkeit des großen Eisenbetonbogens und über die Wirtschaftlichkeit des ganzen Bauwerkes enthalten. Es will uns aber scheinen, daß das hochliegende Gelände der Arstainseln mit dem dort zutage tretenden Felsen aus Zweckmäßigkeitsgründen eine unterschiedliche Behandlung der Brückenformen von denen über der nördlichen Fahrstraße, wo der tragfähige Baugrund in großer Tiefe liegt, erfordert hätte, und daß diese Verschiedenheit der Formen zur Belebung des Brückenbildes herangezogen werden konnte, ohne seinen harmonischen Eindruck zu stören. Wir teilen im übrigen die Ansicht des Preisgerichts über den hohen künstlerischen Wert des geplanten Bauwerkes, ebenso die Bedenken wegen der Behinderung der Schiffahrt durch feste Gerüste in der südlichen Fahrstraße während des zweiten Bauabschnittes.

Abb. 15. Entwurf: „Sic vero mihi placet". Übersicht.

Abb. 16. Entwurf: „Bifrost." Übersicht.

Das Preisgericht bezeichnet den Entwurf als eine technisch einheitliche Lösung und stellt ihn in architektonischer Hinsicht an die Spitze aller Entwürfe. Es hat ihn aber nicht mit einem Preise auszeichnen können, weil er erhebliche Schwächen zeigt. Der große Eisenbetonbogen ist so dicht mit Eiseneinlagen bewehrt, daß nach Meinung des Preisgerichts eine einwandfreie Ausführung des Bogens nicht gewährleistet ist. Nach der Ansicht des Preisgerichts wäre die Ausführung eines so großen Eisenbetonbogens nach dem heutigen Stande der Eisenbetontechnik ein Wagnis, von dem das Preisgericht dringend abraten möchte. Die Ausführung des großen Bogens erfordert unter allen Umständen feste Gerüste in der ganzen Breite der südlichen Schiffahrtstraße. Es würde also bei der Ausführung des zweiten Bauabschnittes eine unzulässige Behinderung der Schiffahrt eintreten.

2. Entwurf „Bifrost." (Abb. 16.)

Der Entwurf sieht die ganze Überbrückung in Eisenbeton vor. Die südliche Fahrbahn überspannt ein kühner, sich hoch über die Fahrstraße erhebender Eisenbetonbogen in einer Öffnung von 153 m (Abb. 16). Er stützt sich nördlich unmittelbar auf den zutage tretenden Fels am Strande der Arstainseln, südlich auf ein tief gegründetes Widerlager im Wasser. Südlich von diesem Widerlager ist die Öffnung für den beweglichen Überbau, der als einarmige Klappbrücke gedacht ist, angeordnet. Im übrigen besteht die Brücke aus Eisenbetonbögen, die unter der Fahrbahn liegen, fast bis auf die Höhe des Geländes und des Mittelwassers reichen, und auf welche die Fahrbahn durch Eisenbetonpfeiler abgestützt ist.

Das Preisgericht hat hinsichtlich des großen Eisenbetonbogens dieselben Bedenken wie beim Entwurf „Sic

vero mihi placet" und hält die Abstützung des großen Bogens an der Südseite gegen ein im Wasser stehendes Widerlager für unzweckmäßig und häßlich, bezeichnet im übrigen aber den Entwurf als eine technisch einheitliche und in mehrfacher Hinsicht ästhetisch zufriedenstellende Lösung und lobt seine sorgfältige Ausarbeitung.

Auch wir halten die Lösung der Überbrückung der südlichen Fahrstraße für verfehlt. Die Abstützung des südlichen Kämpfers des großen Bogens gegen ein aus dem Wasser hervorragendes Widerlager ohne Gegenschub von der anderen Seite wirkt sehr unschön und ruft den Eindruck der Unsicherheit hervor. Im übrigen macht unseres Erachtens das ganze Brückenbild mit den vielen Stützen über den unter

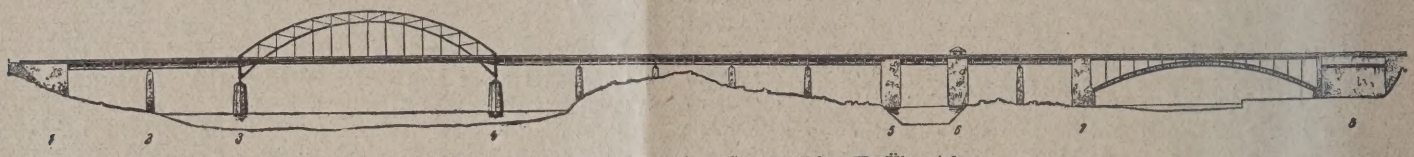


Abb. 17. Entwurf: „Völund", Vorschlag II, Übersicht.

der Fahrbahn liegenden Bögen einen etwas unruhigen Eindruck. Durch das Fehlen von eigentlichen Pfeilern zwischen den einzelnen Gewölben mangelt es an jeglicher zusammenfassender Gliederung. Hierdurch entsteht eine unerfreuliche Eintönigkeit. Die beim Entwurf „Sic vero mihi placet" geäußerten Bedenken gegen die Gleichheit der Brückenformen auf der ganzen Strecke zwischen dem großen Bogen und dem nördlichen Brückenende treffen hier in erhöhtem Maße zu

3. Entwurf „Völund". (Abb. 17.)

Unter diesem Stichwort sind zwei Entwürfe vorgelegt worden, die sich in der Hauptsache nur durch die Lage der Öffnung mit dem beweglichen Überbau unterscheiden.

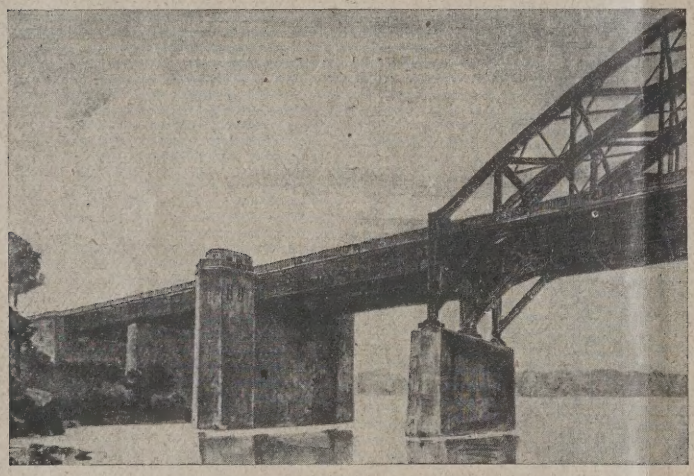


Abb. 18. Entwurf: „Völund", Vorschlag I. Südliches Ende des großen Bogenträgers mit anschließendem beweglichen Überbau.

Beide Entwürfe sehen als Baustoff für alle Überbauten nur Eisen vor. Bei beiden Entwürfen sind in der südlichen Fahrstraße 3 Öffnungen angeordnet, von denen die mittelste von einem sich hoch über die Fahrbahn erhebenden Zweigelenkfachwerkbogen mit Zugband von 130 m Stützweite überspannt wird (Abb. 17). Das nördliche seichte Fahrwasser wird bei beiden Entwürfen mit einem ganz unter der Fahrbahn liegenden vollwandigen, sichelförmigen Zweigelenkbogen von 110 m Stützweite überbrückt. Auch die Überbauten des übrigen Brückenteiles sind grundsätzlich gleich; es sind vollwandige, durchlaufende Träger mit wagerechten Gurtungen und mit mäßigen Stützweiten. Bei dem einen der beiden Entwürfe (Abb. 17) liegt die Öffnung mit dem beweglichen Überbau an der Einschnürungsstelle der Arstainseln wie beim Entwurf „Simplicitas", beim anderen überspannt der bewegliche Überbau die südliche Seitenöffnung der südlichen Fahrstraße (Abb. 18). Über die Vor- und Nachteile dieser Lagen der Öffnung mit dem beweglichen Überbau gilt das bei der Besprechung des Entwurfes „Simplicitas" hierüber Gesagte. Bei dem in der Abb. 17 dargestellten Vorschlage schließt sich südlich an den großen Bogen über der Mittelöffnung der südlichen Fahrstraße ein durchlaufender Träger von 2 × 42 m Stützweite und nördlich ein solcher von 5 × 39,2 m Stützweite an. Diese durchlaufenden Träger stützen sich an dem Bogenträger auf kurze, in die Seitenöffnungen vorkragende Konsole. Zwischen der im Lichten 24 m weiten Öffnung mit dem beweglichen Überbau, der als einarmige Klappbrücke nach der Bauart Scherzer geplant ist, und der Bogenbrücke über dem nördlichen seichten Fahrwasser liegt ein durchlaufender Träger von 2 × 27,1 m Stützweite.

Beim anderen Entwurf liegen zwischen beiden Bogenbrücken zwei durchlaufende Träger von je 4 × 34,4 m Stützweite. An den großen Bogen über der südlichen Fahrstraße schließt sich, wie schon erwähnt wurde, die Öffnung mit dem beweglichen Überbau und an diese ein durchlaufender Träger von 2 × 34,4 m Stützweite an. Die Öffnung der Klappbrücke hat in Anbetracht des Umstandes, daß die Schiffahrtstraße hier die Brückenachse schiefwinklig kreuzt, eine in der Brückenachse gemessene lichte Weite von 32,40 m erhalten, der eine senkrecht zur Schiffahrtstraße gemessene lichte Durchfahrtsweite von 24 m entspricht.

Der große Bogenträger ist bei beiden Entwürfen ganz gleich durchgebildet. Sein Obergurt ist bis auf die Höhe der Geländeroberkante, der Untergurt unter die Fahrbahn und bis auf die Auflager über den Mittelpfeilern heruntergeführt. Das Zugband greift in Fahrbahnhöhe an den den Auflagern benachbarten Knotenpunkten an.

Für die Aufstellung des großen Bogenträgers ist ein Verfahren vorgesehen, das feste Rüstungen in der Mittelöffnung entbehrlich macht. Der Bogen soll auf nördlich des Pfeilers 4 (Abb. 17) im Zuge der Brücke errichteten festen Gerüsten zusammengebaut und dann mit Verschubwagen soweit in die Mittelöffnung vorgefahren werden, daß er von schwimmenden Rüstungen gefaßt und mit diesen in die endgültige Lage gebracht werden kann.

Für die Gründungen sind dieselben Verfahren wie beim Entwurf „Simplicitas" vorgesehen. Bei dem in der Abb. 17 dargestellten Entwurf ist nur für die Pfeiler 3 u. 4 und das Widerlager 8 die Druckluftgründung erforderlich.

Das Preisgericht hat sich zu diesem Entwurf sehr kurz geäußert, es bezeichnet den Entwurf „Völund" als „eine technisch gute und ansprechende Lösung der Brückenfrage, wenn man die ausschließliche Verwendung von Eisen als Brückenbaustoff zum Ausgangspunkt nimmt".

Wir können uns diesem Gutachten des Preisgerichtes nicht ganz anschließen. Die baulichen Einzelheiten der eisernen Überbauten sind, wie es bei den Verfassern nicht anders zu erwarten ist, vorzüglich bearbeitet. Auch die architektonische Wirkung der einzelnen Bauteile für sich ist sehr gut, wie die Betrachtung der Abb. 18 und 19 zeigt. Der Gesamteindruck des Bauwerkes kann aber nicht als ebenso befriedigend bezeichnet werden.

Sehr beherzigenswerte Worte über die Mittel und Wege, um ein Ingenieurbauwerk zu einem Kunstwerk zu machen, enthält der Erläuterungsbericht. Sie sind so zutreffend, daß

man sie als Richtschnur für die Bearbeitung von Ingenieurbauwerken bezeichnen möchte: „die Kunst des Brückenbauers müsse aus der Zahl der technisch-zweckmäßigen Möglichkeiten diejenige auswählen, die sich durch Formgebung, Massenwirkung und gute Verhältnisse dem Landschaftsbilde am besten einfügt, durch ihre Formen ihre Zweckbestimmung und ihre technische Zweckmäßigkeit deutlich zeigt und im ganzen ein geschlossenes Bild gibt. Im vorliegenden Falle sei die ästhetische Wirkung des Bauwerkes zu erreichen gesucht durch eine den Zwecken und der Örtlichkeit angepaßte klare Gliederung der Massen, durch wohlabgewogene

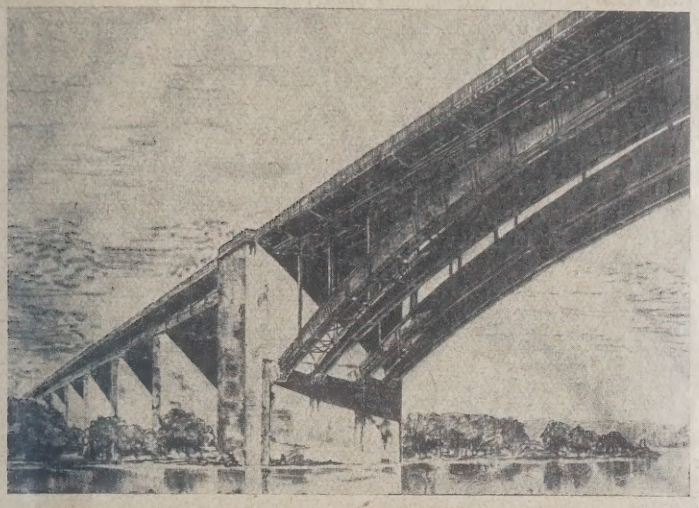


Abb. 19. Entwurf: „Völund" Vorschlag I. Bogenbrücke über dem nördlichen Fahrwasser.

Verhältnisse der einzelnen Brückenglieder an sich, zum Bauwerk und zum Maßstabe der Landschaft, durch eine die technische Zweckmäßigkeit klar zum Ausdruck bringende Linienführung, durch konstruktive Wahrheit und eine gesunde Sachlichkeit in allen Teilen."

Es muß ohne weiteres zugegeben werden, daß die Formen der einzelnen Teile des Entwurfes deutlich ihre Zweckbestimmung zeigen und auch ihre technische Zweckmäßigkeit gut in die Erscheinung treten lassen, daß auch die Gliederung der Massen gut ist und das ganze Bauwerk sich gut dem Landschaftsbilde einpaßt. Eins aber fehlt dem Bauwerk. Es ist leider nicht voll gelungen, die einzelnen Teile zu einem großen harmonischen Ganzen zusammenzufassen. Der große Bogen durchbricht gleichsam — wenigstens für einen in einiger Entfernung von der Brücke befindlichen Beschauer — mit seinen Füßen das durch die Fahrbahn der beiden Bogen und die Blechträger der kleinen Öffnungen gebildete wagerechte Band. Die Bogenfüße stehen hart und unvermittelt da. Auch fehlen dem Bogen die natürlichen Widerlager, die der Laie unwillkürlich sucht und ohne die für den Laien der Eindruck der Unsicherheit erweckt wird. Diese Mängel lassen sich bei einem Bogenträger der gewählten Art nur durch solche Mittel vermeiden, wie sie der Entwurf „Simplicitas" in glücklichster Weise verwendet hat.

4. Entwurf: „Platbage." (Abb. 20.)

Die südliche Fahrstraße ist in einer Öffnung mit einem eisernen vollwandigen Sichelbogen mit 194 m Stützweite überspannt. Der Bogen stützt sich mit seinen Kämpfergelenken nur wenig über dem Wasser auf seine Widerlager, die auf dem in geringer Tiefe unter dem Mittelwasser liegenden Fels gegründet sind, und schwingt sich in kühner Linie hoch über die Fahrbahn hinaus. Die Öffnung mit dem beweglichen Überbau ist im nördlichen Fahrwasser angeordnet. Dies wird in 4 Öffnungen von parallelgurtigen Blechträgern überbrückt. Die von Süden nach Norden gezählte zweite Öffnung weist den beweglichen Überbau auf. Er ist als Scherzer-Klappbrücke geplant, die aber, um an Breite für den Drehpfeiler zu sparen, mit beweglicher Abwälzbahn ausgebildet ist und mit dem nördlich angrenzenden Überbau gekuppelt ist. Diese neuartige Anordnung der Klappbrücke soll später noch besprochen werden. Der Vorderarm der Klappbrücke ist 29,3 m und der Hinterarm bis zum Anschluß des gekuppelten Trägers 8 m lang. Die Klappbrücke bildet mit dem gekuppelten Überbau für Verkehrslast ein statisch bestimmtes Gelenkträgersystem. Die Mitte des Drehpfeilers ist von der Mitte jedes der beiden benachbarten Pfeiler in der Brückenachse 33,45 m entfernt, die sich an die beiden mittleren Öffnungen nördlich und südlich anschließenden Öffnungen mit den festen Überbauten haben je rd. 26,5 m lichte Weite. Der Teil zwischen den eisernen Überbauten über der nördlichen und südlichen Fahrstraße ist mit Betongewölben von 19,4 m lichter Weite überbrückt. Dieselbe lichte Weite zeigen auch die Gewölbe des südlichen Endbauwerkes. Der große vollwandige Bogen ist kein einfacher Zweigelenkbogen, er besitzt vielmehr in Fahrbahnhöhe ein Zugband und ist also ein zweifach statisch unbestimmter Träger.

Für 2 Gewölbepfeiler an der Einschürungsstelle der Arstainseln, für den Drehpfeiler und die beiden diesem benachbarten Pfeiler ist Druckluftgründung vorgesehen. Die übrigen Pfeiler können in einfachster Weise gegründet werden.

Der große eiserne Bogen soll als statisch bestimmter Dreigelenkbogen montiert werden. Das Mittelgelenk und das Zugband werden erst nach dem Aufbringen der gesamten ständigen Last vernietet. Der Bogen soll nur bis zu den Viertelpunkten auf festen Gerüsten aufgestellt und der mittlere Teil durch freies Vorkragen von den festen Gerüsten aus eingebaut werden.

Abb. 20. Entwurf „Platbage". Übersicht.

Das Preisgericht spricht dem großen Bogen eine technisch und ästhetisch ansprechende Wirkung zu, bezeichnet auch die Gewölbeüberbrückung der Arstainseln als eine gelungene Lösung, hält aber die Überbrückung des nördlichen Fahrwassers mit parallelgurtigen Blechträgern für unbefriedigend, da sie die ganze Überbrückung uneinheitlich gestalte.

Der große vollwandige Bogenträger ist fraglos von außerordentlich schöner und kühner Wirkung; er stützt sich in ansprechender Weise auf die natürlichen Widerlager an den beiden ansteigenden Ufern. Die einfachen und gut abgestimmten Gewölbe über den Arstainseln schließen sich harmonisch an den monumentalen Bogen an. Das Verlassen der Bogenform über dem nördlichen Fahrwasser bringt fraglos eine gewisse Unstetigkeit in das Brückenbild hinein. Für

die Verfasser war bei der Wahl der parallelgurtigen Blechträger der Umstand maßgebend, daß die Klappbrücke auf jeden Fall diese Trägerform erhalten mußte und es gewagt erschien, in den Nachbaröffnungen abweichende Trägerformen zu verwenden. Die Unstetigkeit, die durch die parallelgurtigen Blechträger in das Brückenbild hineingetragen wird, ist aber nicht erheblich; der Eindruck des ganzen Bauwerkes ist trotzdem einheitlich und harmonisch. Durch Vereinigung der außerordentlich glücklichen Lösung der Überbrückung der südlichen Fahrstraße des Entwurfes „Platbage" mit der Lösung der Überbrückung der Arstainseln und des nördlichen Fahrwassers des Entwurfes „Simplicitas", Vorschlag III ließe sich aber unseres Erachtens ein Entwurf gestalten, der in noch höherem Maße als der Entwurf „Platbage" allein den Anforderungen, die man an ein schönes, zweckmäßiges und wirtschaftliches Bauwerk stellen kann, gerecht wird.

C. Sonstige bemerkenswerte Entwürfe.

1. Entwurf: „Freie Fahrt" (Abb. 21).

Verfasser: Beuchelt & Co., Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktionen in Grünberg in Schlesien. Die Leitung der Entwurfsbearbeitung lag in den Händen des Oberingenieurs C. Ph. Hansen der Tiefbauabteilung der Firma, den architektonischen Teil bearbeitete der Architekt Joseph Scherer in Gr. Lichterfelde-Ost.

Die südliche Fahrstraße ist in einer Öffnung mit einem eisernen Sichelbogen in Rahmenträgerform — also ohne Schrägen — und mit einer Stützweite von 172,50 m überspannt. Die Öffnung mit dem beweglichen Überbau ist aus

Abb. 21. Entwurf: „Freie Fahrt", Übersicht.

den schon bei der Besprechung anderer Entwürfe angegebenen Gründen an der Einschnürungsstelle der Arstainseln angeordnet worden. Der bewegliche Überbau, der über der freizumachenden Öffnung parallelgurtige Blechträger von 2,40 m Höhe aufweist, ist als Scherzerklappbrücke geplant. Zwischen dem großen eisernen Bogen und der Klappbrücke sind 3 Betongewölbe von 50 m Spannweite und zwischen der Klappbrücke und dem nördlichen Endbauwerk 3 Betongewölbe von derselben Spannweite und 1 Betongewölbe von 38 m Spannweite angeordnet. Zwischen dem eisernen Bogen und dem südlichen Endbauwerk liegt noch ein Betongewölbe von 50 m Spannweite. Alle Gewölbe sind als Dreigelenkbogen ohne Eiseneinlagen geplant. Die Fahrbahn über den Gewölben ist in Eisenbetonkonstruktion entworfen, sie wird von Betonsäulen getragen. Für die Gründung ist, soweit es die tiefe Lage des Felsens und die Wasserverhältnisse erforderten, das Druckluftverfahren vorgesehen. Ein großer Teil der Pfeiler und Widerlager läßt sich in einfachster Weise unmittelbar auf dem Fels gründen. Der große eiserne Bogen soll auf festen Gerüsten an Ort und Stelle unter Freilassung einer Schiffahrtsöffnung von 20 m aufgestellt werden. Die Möglichkeit, den Bogen ganz oder teilweise im freien Vorbau aufzustellen, ist vorhanden.

Der Entwurf ist sehr sorgfältig und sachgemäß durchgearbeitet. Der Gesamteindruck des Bauwerkes ist außerordentlich günstig und harmonisch. Zwischen den einzelnen Gewölben sind Pfeilervorlagen bis zur Oberkante der Geländer hochgeführt, die das Brückenbild gliedern und beleben (vgl. im Gegensatz hierzu den Entwurf „Bifrost", Abb. 16). Die Formen der Betonbögen mit den aufgelösten Abstützungen der Fahrbahn und des eisernen Bogens in Rahmenform stimmen gut überein. Allerdings ist die Linienführung des eisernen Bogens nicht so schön wie bei dem eben besprochenen Entwurf „Platbage". Dort erhebt sich der Bogen infolge seiner größeren Pfeilhöhe freier als hier über die Fahrbahn. Auch wirken die aufgelösten Abstützungen der Fahrbahn über den Gewölben nicht so ruhig, wie volle Stirnmauern über den Gewölben. Hinsichtlich der Gleichheit der Brückenformen über den Arstainseln und dem nördlichen Fahrwasser gelten die beim Entwurf „Sic vero mihi placet" geäußerten Bedenken.

2. Entwurf: „Ars nova surgit" (Abb. 22).

Verfasser: Hein, Lehmann & Co. A.G. in Düsseldorf-Oberbilk, Heinrich Butzer in Dortmund und Architekt Professor Wilhelm Kreis in Düsseldorf.

Der Entwurf ist dem eben besprochenen Entwurf: „Freie Fahrt" ähnlich. Die südliche Fahrstraße (Abb. 22)

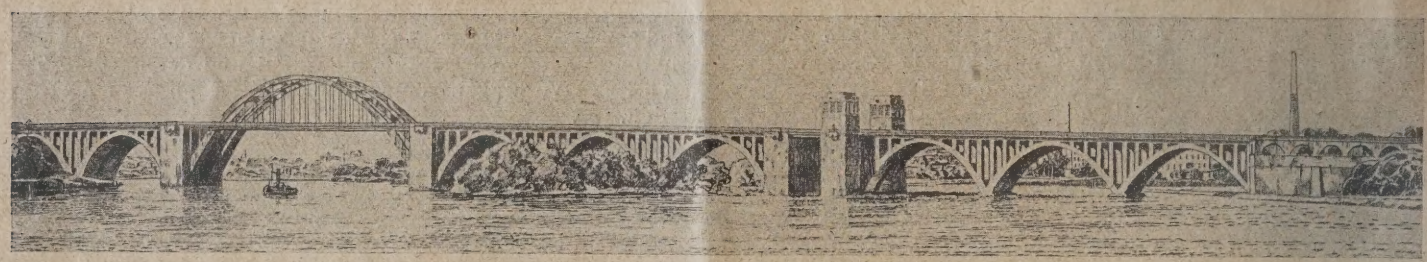


Abb. 22. Entwurf: „Ars nova surgit", Übersicht.

ist von einem hohen, vollwandigen, eisernen Parabelbogen von 138 m Stützweite überbrückt, der die Fahrbahn durchschneidet und sich mit Gelenken, die in der Seitenansicht durch das Mauerwerk verdeckt sind, in geringer Höhe über dem Wasser gegen kräftige Pfeiler stützt. Die Stärke des Bogens nimmt ebenso wie bei den anschließenden Eisenbetonbögen nach den Kämpfern zu. Die Öffnung mit dem beweglichen Überbau, der als Scherzerklappbrücke mit parallelgurtigen vollwandigen Hauptträgern geplant ist, liegt an der Einschnürungsstelle der Arstainseln. Kräftige, weithin sichtbare Türme betonen die Lage des beweglichen Überbaues. Zwischen dem südlichen Endbauwerk und dem großen eisernen Bogen liegen 2, zwischen diesem und der Klappbrücke 3 und zwischen der letzteren und dem nördlichen Endbauwerk ebenfalls 3 Eisenbetongewölbe, auf welche die Fahrbahn mit einzelnen Säulen aus Eisenbeton abgestützt ist. Die Gewölbe sind ebenso wie der große eiserne Bogen nach Parabeln geformt und weisen durchschnittlich 60 m Spannweite auf. Ihre Kämpfer liegen dicht über dem Gelände oder dicht über

dem Wasser. Zwischen den einzelnen Gewölben sind ebenso wie beim Entwurf „Bifrost" keine eigentlichen Pfeiler vorgesehen.

Die den großen eisernen Bogen begrenzenden Pfeiler, der nördlichste Pfeiler der Gewölbe und das wasserseitige Widerlager des nördlichen Endbauwerkes müssen mit Druckluft gegründet werden, alle anderen Pfeiler und Widerlager werden in offenen Baugruben ohne oder mit Wasserhaltung gegründet.

Der große eiserne Bogen soll im freien Vorbau von den beiden Pfeilern aus aufgestellt werden.

Der große eiserne Bogen bildet mit den Betongewölben harmonische und gut abgestimmte Formen; er hätte vielleicht etwas niedriger gehalten werden können Die kräftigen und ansprechenden Aufbauten auf dem Pfeiler, der die Drehvorrichtung der Klappbrücke trägt, weisen den hochmastigen Schiffen schon von weitem ihren Weg, ebenso wie der große eiserne Bogen schon von weitem den anderen Schiffen ihre Fahrstraße ankündigt. Das ganze Bauwerk macht im großen und ganzen einen guten, harmonischen Eindruck und läßt die Zweckbestimmung der einzelnen Teile deutlich und ansprechend in die Erscheinung treten. Auch die einzelnen Bauteile zeigen ausgezeichnete architektonische Formen, wie aus der Betrachtung der Abb. 23 und 24 hervorgeht. Hinsichtlich der Wirkung der aufgelösten Abstützung der Fahrbahn über den Gewölben und der Gleichheit der Glieder der Brücke über den Arstainseln und der nördlichen Fahrstraße gilt das am Schluß der Besprechung des Entwurfes „Bifrost" Gesagte. Das Fehlen der Pfeiler zwischen den Gewölben macht sich beim Entwurf: „Ars nova surgit" nicht

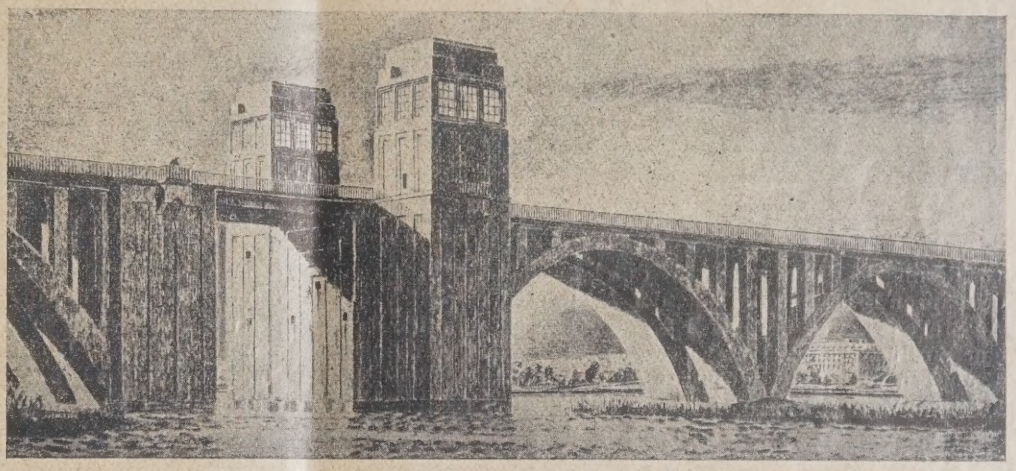


Abb. 23. Entwurf „Ars nova surgit". Klappbrücke mit anschließenden Betongewölben.

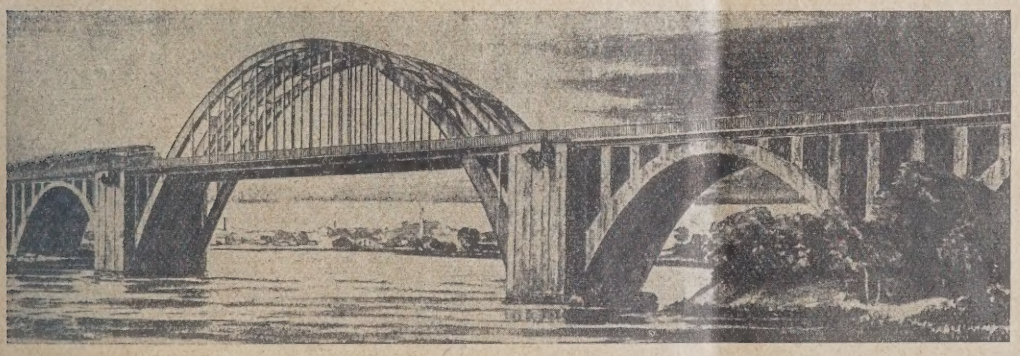


Abb. 24. Entwurf: „Ars nova surgit". Großer eiserner Bogen mit anschließenden Betongewölben.

in der Weise bemerkbar, wie beim Entwurf „Bifrost", weil die Klappbrückenpfeiler das Bauwerk gliedern.

3. Entwurf: „Ferrum" (Abb. 25 u. 26).

Verfasser: Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb in Oberhausen, Wayß & Freytag A.G., Niederlassung in Düsseldorf und Architekt Brantzky in Köln.

Die Überbauten sind, wie schon das Kennwort „Ferrum" andeutet, ganz in Eisen gehalten (Abb. 25 u. 26). Die südliche Fahrstraße ist mit einem zum größten Teil über der Fahrbahn liegenden, gegliederten Bogenträger mit Zugband überbrückt, der in die Nachbaröffnungen unter der Fahrbahn vorkragt und an den Kragarmenden parallel gurtige, gegliederte einfache Balkenträger stützt. Der Bogenträger ist 168 m weit gespannt; die Stützweite der beiden dem Bogen benachbarten Überbauten beträgt 70 m. Die Mittellinien der Hauptträger dieser 3 Überbauten sind 10 m voneinander entfernt. Das Zugband des Bogenträgers greift beiderseits an dem — vom Auflagerpunkte gerechnet — zweiten Knotenpunkt an. Die anderen, auf den Arstainseln und über dem nördlichen Fahrwasser liegenden Überbauten mit Ausnahme des beweglichen Überbaues und des Überbaues zur Aufnahme des Ausziehgleises am nördlichen Endbauwerk haben dieselbe Höhe wie die dem Bogenträger benachbarten Überbauten, aber nur einen Hauptträgerabstand von 5,10 m. Ein kräftiger, bis zur Geländeroberkante hochgeführter Pfeiler auf den Astrainseln verdeckt den Sprung in der Flucht der Hauptträgerwände. Die Öffnung mit dem beweglichen Überbau, der als zweiflügelige Klappbrücke mit feststehenden Drehachsen geplant ist, ist an der Einschnürungsstelle der Arstainseln angeordnet. Zwischen der dem Bogen nördlich benachbarten Öffnung und der Klappbrücke liegen 2 Öffnungen mit Überbauten von 56 m Stützweite. Die lichte Weite der Klappbrückenöffnung beträgt 24 m. Nördlich an die Klappbrücke schließen sich 3 Öffnungen mit Überbauten von je 57,6 m Stützweite und schließlich zwischen dem nördlichen Uferpfeiler und dem nördlichen Endbauwerk ein Überbau von rd. 35 m Stützweite an.

Für die beiden die große Öffnung der südlichen Fahrstraße begrenzenden Pfeiler, für die beiden Klappbrückenpfeiler und für die 3 in dem nördlich der Klappbrücke sich anschließenden Brückenteil liegenden Pfeiler ist Druckluftgründung vorgesehen. Alle anderen Pfeiler und Widerlager können in offenen Baugruben ohne Wasserhaltung auf dem Fels gegründet werden.

Alle unter der Fahrbahn liegenden Überbauten sollen auf festen Gerüsten, der große Bogen im freien Vorbau aufgestellt werden.

Der Entwurf gibt im großen und ganzen ein gutes, einheitliches und geschlossenes Brückenbild. Auch die Zweckbestimmung der einzelnen Brückenteile tritt durch die äußeren Brückenformen gut in die Erscheinung. Die große Öffnung in der südlichen Fahrstraße und die beiden benachbarten Öffnungen werden durch das südliche Widerlager und den erwähnten, bis zur Geländeroberkante hochgeführten, kräftigen Pfeiler auf den Arstainseln zu einem Brückenteil für sich zusammengefaßt. Hierdurch wird eine Gliederung des Bauwerkes her-

vorgerufen, die nicht als sehr glücklich zu bezeichnen ist. Der Überbau der nördlichen Seitenöffnung ist den ihm nördlich benachbarten Überbauten in den Abmessungen und in der Gliederung so gleich, daß durch den erwähnten Pfeiler eine unerwünschte Unterbrechung des Brückenbildes eintritt, was aus der Übersichtszeichnung (Abb. 26) noch deutlicher als aus der perspektivischen Ansicht (Abb. 25) hervorgeht. Eine bessere Gliederung des Bauwerkes wäre durch andersartige Ausbildung des ganzen Brückenteiles über den Arstainseln erreicht worden. An Stelle der zweiflügeligen Klappbrücke wäre wohl hier besser eine einflügelige am Platze gewesen. Denn eine zweiflügelige Klappbrücke erfordert doppelte Antriebvorrichtungen und sehr kräftige Verriegelungen in der Brückenmitte, die bei Eisenbahnverkehr leicht Veranlassung zu unerwünschten Stößen geben. Außerdem entsteht in der Brückenmitte eine weitere, stets mit Nachteilen verbundene Unterbrechung in den Schienen.

Abb. 25. Entwurf: „Ferrum". Perspektivische Ansicht.

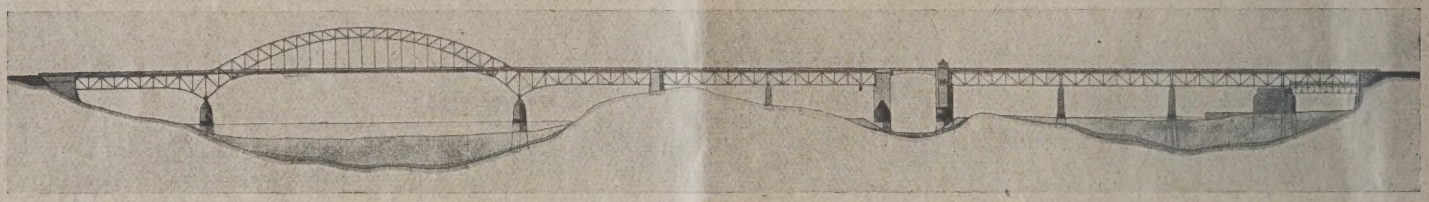


Abb. 26. Entwurf: „Ferrum". Übersicht.

4. Entwurf: „Konsol" (Abb. 27).

Verfasser: A.G. für Eisenindustrie und Brückenbau, vormals J. C. Harkort in Duisburg am Rhein, Dipl.-Ing. Alb. Smith in Stockholm und Architekt Eskil Sundahl in Stockholm.

Auch bei diesem Entwurf ist für alle Überbauten nur Eisen als Baustoff vorgesehen. Die südliche Fahrstraße ist in drei Öffnungen von einer Auslegerhochbrücke überspannt, deren Überbauten in allen Öffnungen über der Fahrbahn liegen. Der Überbau über der Mittelöffnung ist mit den hohen, kräftigen, fast bis auf das Wasser reichenden, gegliederten eisernen Pylonen, die auf den nur wenig aus dem Wasser hervorragenden Pfeilern mit unverschieblichen Gelenken gelagert sind, fest verbunden; er bildet also mit den Pylonen zusammen ein einfach statisch unbestimmtes Gebilde; seine Stützweite von Mitte zu Mitte Pylonenfuß beträgt 110 m. Er kragt in beide Seitenöffnungen 15 m vor. Auf die Enden der Kragarme stützen sich die eingehängten Träger der Seitenöffnungen. Der eingehängte Überbau der nördlichen Seitenöffnung ist 30,5, der der südlichen Seitenöffnung 33,1 m weit gestützt. Letzterer ist der Arm einer einflügeligen Klappbrücke mit fester Drehachse auf dem die südliche Fahrstraße südlich begrenzenden Abschlußpfeiler. Im geöffneten Zustande macht die Klappbrücke eine Öffnung von 30 m — in der Brückenachse gemessen — in unbeschränkter Höhe frei. Zwischen dem Klappbrückenpfeiler und dem südlichen Endwiderlager liegen 2 unter Fahrbahn angeordnete, parallelgurtige Überbauten von 32 m Stützweite. An den die südliche Fahrstraße nördlich begrenzenden Pfeiler schließen sich fünf gleiche, ebenfalls unter der Fahrbahn liegende, parallelgurtige Überbauten von 40,8 m Stützweite an. Zwischen diesem Brückenteil und dem Endbauwerk liegt eine Kragträgerbrücke mit 3 Öffnungen. Die Stützweite der Überbauten der Seitenöffnungen beträgt je 36,4 m, die des mittleren Überbaues, der das nördliche, seichte Fahrwasser überspannt, 83,2 m.

Die Überbauten der Mittelöffnungen in der südlichen Fahrstraße und im nördlichen Fahrwasser sollen im freien Vorbau, alle anderen Überbauten auf festen Gerüsten aufgestellt werden.

Abb. 27. Entwurf: „Konsol". Übersicht.

Der Gesamteindruck desganzen Bauwerkes ist sehr gut. Die Überbauten mit ihren Stützen und Pfeilern geben ein harmonisches und geschlossenes Brückenbild, das überdies sehr glücklich gegliedert ist. Die Überbrückung der südlichen Fahrstraße ist ebenso wie die des nördlichen Fahrwassers durch Pfeiler, die bis zur Geländeroberkante hochgeführt sind, zusammengefaßt; die inneren dieser Pfeiler rahmen auch den Brückenteil über den Arstainseln gut ein. Alle anderen Pfeiler liegen unter den eisernen Überbauten. Die Bedeutung und die Zweckbestimmung der einzelnen Überbrückungen tritt durch die Form der Überbauten klar in die Erscheinung. Die Auslegerhochbrücke über der südlichen Fahrstraße mit den kräftigen hohen Pylonen weist den Schiffen schon von weitem ihren Weg. Die gegenüber den Überbauten über den Arstainseln erhöhte Bedeutung der Überbrückung des nördlichen Fahrwassers ist durch die größere Stützweite des Überbaues der Mittelöffnung und durch die abweichende Linienführung der unteren Gurtungen, die in schlanker Krümmung nach den Auflagerpunkten über den Mittelpfeilern heruntergezogen sind, hervorgehoben. Die äußeren Formen der Brücke lassen auch ihre Zweckmäßigkeit erkennen. Das ganze Brückenbild paßt sich gut in die Umgebung ein. Wenn man die Frage offen läßt, ob für den Brückenteil über den Arstainseln an Stelle der eisernen Überbauten nicht zweckmäßiger Betongewölbe vorzusehen wären, kann der Entwurf „Konsol" als eine außerordentlich glückliche Lösung angesehen werden.

(Fortsetzung folgt.)

VERSUCHE ÜBER WINDDRUCK.

Von Professor Grüning, Hannover.

Veröffentlichungen an anderer Stelle über die obengenannte Frage geben mir zu nachstehenden Mitteilungen Anlaß.

Die Tatsache, daß der Luftstrom, der eine dünne Platte unter rechtem Winkel trifft, auf der der Strömung zugekehrten Seite eine Verdichtung, auf der abgekehrten Seite eine Verdünnung erzeugt, ist durch die Versuche der Göttinger Versuchsanstalt (siehe „Zeitschrift für Motorluftschiffahrt und Flugtechnik" 1910—13) und solche Eiffels klargestellt. Aus dem Unterschied beider Drücke ergibt sich der statische Luftdruck auf die Platte. Nach den von Eiffel gezeichneten Diagrammen ist die Verdünnung größer als die Verdichtung. Will man die Ergebnisse der von der Göttinger Anstalt ausgeführten Messungen des Luftdruckes auf eine dünne Platte statischen Berechnungen zugrunde legen, so rechnet man sicher, wenn man den statischen Luftdruck

$$w_0 = 0{,}67\,\frac{v^2}{8}\,\mathrm{kg/m^2}$$

ansetzt.

Im Einklang mit der genannten Tatsache stehen Erfahrungen und Beobachtungen, die an verschiedenen Luftschiffhallen der Marine während des Krieges gemacht sind. Neben verschiedenen Unfällen bekannter Art, bei denen Oberlichtscheiben und größere Flächen der Dacheindeckung auf der Leeseite durch den Sturm abgedeckt wurden, treten zwei Fälle besonders bemerkenswert hervor.

Mehrfach sind Schiebetore von Luftschiffhallen, deren Bekleidung das Torgerippe in nach innen offener Kastenform umschließt und somit schmale Seitenflächen von der Stärke des Tores aufweist, durch den rechtwinklig auf die Torfläche stehenden Wind, welcher an diesen Seitenflächen außen Unterdruck erzeugte, geöffnet worden (Abb. 1).

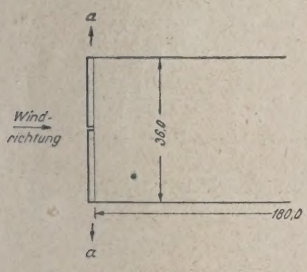


Abb. 1.

In einem Falle waren die beiden Torflügel durch mehrfach geschorene Taue und einen Überfallhaken miteinander verbunden und die lotrecht stehenden Triebräder durch Sperrklinken gesichert. Das Tau wurde zerrissen, der Überfall- haken glatt abgeschoren und beide Torflügel mit feststehenden Triebrädern nach den Seiten in Richtung „a" (Abb. 1) auf den Schienen so weit verschoben, daß sie aus der oberen Führung sprangen und umstürzten.

Ein anderer bemerkenswerter Unfall betraf die Tore der drehbaren Doppelhalle in Nordholz. Auf der dem Winde zugekehrten Seite ist die Halle durch eine feste Giebelwand verschlossen. Bei einem starken Sturm wurde der Unterdruck an dem dem Winde abgekehrten Torgiebel so bedeutend, daß die Tore starke Ausbauchungen nach außen erfuhren und die für Winddruck von innen nach außen nicht berechneten Stäbe der Torkonstruktion in großer Zahl ausknickten.

Die Windstärke konnte nicht genau festgestellt werden, nach früheren Beobachtungen kann sie auf 25—28 m/sek geschätzt werden. Die für den Knickvorgang rechnungsmäßig erforderliche Belastung der Torfläche wurde zu etwa 40 kg/qm ermittelt.

Als Ursache der geschilderten Unfälle wurde sofort die Saugwirkung des Windes vermutet, nachdem bereits bei früherer Gelegenheit in einem Gutachten der Fa. Siemens & Halske A.G., der Erbauerin der drehbaren Halle, auf diese Erscheinung hingewiesen war. Eine wirkliche Ergründung konnte jedoch nur durch Messungen des Winddruckes an verschiedenen Stellen einer Halle gewonnen werden. In Aussicht genommene Neubauten drängten zur Klarstellung der Verhältnisse.

Es wurden deshalb nach verschiedenen Versuchen an einer festen Halle selbstschreibende Vakuummeter der Fa. Schäfer & Budenberg an verschiedenen Punkten der drehbaren Halle so aufgestellt, daß der Unterschied des Luftdruckes zwischen dem Außenraum und dem Inneren der Halle gemessen werden konnte. Bei stärkeren Winden wurden die Uhren der Apparate in Gang gesetzt, indem gleichzeitig die Halle ständig möglichst genau in der Windrichtung gehalten wurde. Die Feststellung der Windstärke erfolgte mit Hilfe eines etwa 800 m entfernt stehenden Windmessers Steffens-Hedde und durch Schalenkreuz - Anemometer auf und neben der Halle. Da diese Messungen den Wechsel der Böen nicht hinreichend genau für den Standort der Halle angaben, wurde ein zweiter Windmesser auf dem Hallendach — etwa 8 m über demselben am Giebel — aufgestellt, welcher leider erst im Oktober 1918 betriebsfertig wurde. Nach dem 9. November 1918 mußte

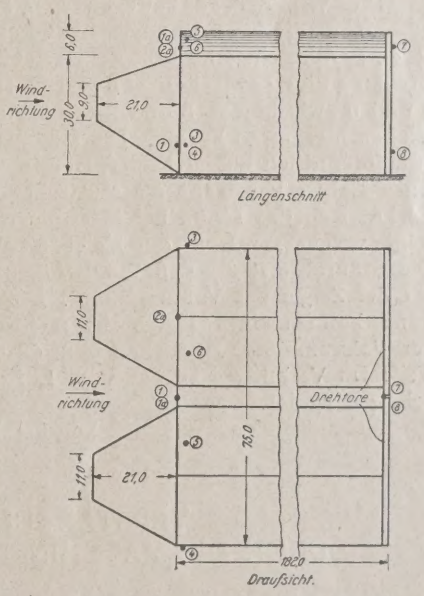


Abb. 2.

der Drehbetrieb der Halle eingestellt werden. so daß auch die Messungen nicht mehr fortgesetzt werden konnten. Der beabsichtigte Zweck ist daher nur sehr unvollkommen erreicht, da ein genauer Vergleich zwischen Winddruck und Geschwindigkeit aus den vorgenommenen Messungen nicht gewonnen werden kann. Immerhin lassen sich einige Tatsachen von Wichtigkeit zweifelsfrei erkennen, die wesentlichsten Ergebnisse sollen deshalb mitgeteilt werden.

Der Giebel der drehbaren Doppelhalle ist mit 2 Vorbauten versehen (Abb. 2). Messungen wurden an 9 Stellen vorgenommen, an 8 davon gleichzeitig: 1 und 1a in der lotrechten Wand zwischen den Vorbauten, 2a in der lotrechten Giebelwand 1,5 m über dem Dach des Vorbaues, 3 und 4 in den lotrechten Längswänden, 5 und 6 auf den Dachflächen, und zwar 3—6 in einer Querschnittsebene 1 m vom Giebel entfernt, 7 und 8 in der Mittelachse der lotrechten Torwand, 7 oben und 8 unten (Abb. 2). Aus einer Anzahl von etwa 10 Diagrammen, die je 2 Stunden umfassen, ergeben sich folgende mittlere Werte.

Unterschiede des Druckes in kg/qm gegen den inneren Hallenraum (± 0).

Windstärke m/sec.	1	1a	2a	3 u. 4	5 u. 6	7	8
8—10	—	+ 6	+ 7	—	— 9	— 4	— 2
11—12	+ 10	+ 9	+ 10	— 6	— 12	— 5	— 3
15—16	+ 13	—	—	— 10	— 14	—	— 3
18—19	+ 16	—	—	— 12	— 24	—	—

Die Diagramme weisen namentlich bei größeren Windstärken erhebliche Schwankungen auf, welche den Einfluß der Windstöße deutlich wiedergeben. Da die angegebenen Windstärken mittlere Werte sind, so kann angenommen werden, daß dem mittleren Wert der Windstärke der mittlere Wert des Winddruckes entspricht, mithin die größten gemessenen Drucke durch Windstöße von größerer Geschwindigkeit als der mittleren erzeugt sind. Wie schon erwähnt, ist es leider nicht mehr gelungen, den Wechsel der Windgeschwindigkeit an der Halle selbst in derselben Weise aufzuzeichnen, wie den Winddruck.

Die Winddrücke bewegen sich an der Meßstelle 1 bei 18—19 m mittlerer Windgeschwindigkeit zwischen + 12 und + 22 kg/qm, einzelne Spitzen erreichen + 30 kg/qm; an den Stellen 3 und 4 zwischen — 8 und — 18 kg/qm, an den Stellen 5 und 6 zwischen — 8 und — 38 kg/qm, einzelne Spitzen erreichen hier — 50 kg/qm. Die stärksten Windstöße sind von außerordentlich kurzer Dauer, so daß sie bei der großen Masse eines Bauwerkes nicht als statischer Druck wirken können. Es hat sich das schon bei Messungen mit der Stauröhre gezeigt, welche zur Kontrolle gleichzeitig vorgenommen wurden. Die Stauröhre folgte den Windstößen nicht in gleichem Maße wie der Zeiger der Vakuummeter. Die Ursache dieser Erscheinung kann meines Erachtens nicht in Eigenschwingungen der Vakuummeter zu suchen sein, da die Masse der bewegten Teile im Verhältnis zu der vom Luftdruck getroffen Fläche sehr gering ist.

Messungen des Winddruckes bei Windrichtung quer zur Halle an verschiedenen Stellen des Hallenquerschnittes waren in Aussicht genommen, konnten jedoch aus dem bereits angegebenen Grunde leider nicht mehr durchgeführt werden.

Aus den mitgeteilten Messungen dürften zwei Tatsachen mit großer Sicherheit erkennbar sein:

1. Der Winddruck wirkt auf die von der Strömung rechtwinklig getroffene Fläche eines Gebäudes nur mit einem Bruchteil des Druckes auf eine dünne Platte. An der Meßstelle 1a hat sich bei der Windgeschwindigkeit $v = 18 - 19$ im Mittel $w = 16$ kg/qm ergeben. Setzt man den Winddruck auf die dünne Platte nach der Formel $w_0 = 0{,}67 \frac{v^2}{8}$ an, so ist $w = 0{,}6\, w_0$.

Bei geringerer Windstärke ergeben die Messungen allerdings ein größeres Verhältnis $\frac{w}{w_0}$. Legt man die bisher vielfach gebrauchte Formel

$$w_0 = 1/8\, v^2 \text{ kg/qm}$$

der Berechnung des Winddruckes zugrunde, so erreicht w höchstens die Hälfte des Wertes w_0.

2. Auch bei geschlossenen Gebäuden übt der Wind eine Saugwirkung auf die Flächen der Leeseite aus. Aus den mitgeteilten Messungen ist zu schließen, daß diese Saugwirkung bei langen Gebäuden verhältnismäßig gering ist. Es ist jedoch höchstwahrscheinlich, daß sie mit der Länge abnimmt, so daß sie bei Gebäuden von den üblichen Grundrißverhältnissen hinter dem Druck auf die lotrechten Flächen der Luvseite nicht oder nicht allzu erheblich zurückbleiben dürfte. Besonders bemerkenswert ist die starke Saugwirkung auf die Seitenwände und das Dach unmittelbar hinter dem Giebel, die bei den mitgeteilten Messungen festgestellt ist. In den Seitenwänden zeigte sich die Saugwirkung geringer als in den Dachflächen, was jedenfalls in der spitzverlaufenden Form der lotrechten Seitenwände der Vorbauten begründet ist. Die Saugwirkung auf das Dach übertrifft den größten Druck auf die Luvseite an absoluter Höhe erheblich, sie beträgt etwa das 1,5-fache dieses Druckes. Durch diese Saugwirkung sind zweifellos auch die oben mitgeteilten Vorfälle zu erklären, bei welchen sich Tore mit schmalen Seitenflächen unter Winddruck lotrecht auf das Tor geöffnet haben.

Zusammenfassend möchte ich meine Ansicht dahin aussprechen: Man rechnet sicher, wenn man den Winddruck $w_0 = 1/8\, v^2$ kg/qm ansetzt und die Hälfte dieses Druckes auf die lotrechten Flächen der Luvseite, die Hälfte als Sog auf die lotrechten Flächen der Leeseite wirkend annimmt. Der Winddruck auf das Dach hängt natürlich von der Dachneigung ab. Bei steilen Dächern dürfte die Dachfläche der Leeseite mit $0{,}75\, w_0$ von innen nach außen wirkend zu belasten sein, bei flachen Dächern ist die Dachfläche der Luvseite in derselben Weise mit $0{,}75\, w_0$ zu belasten, dagegen kann die Fläche der Leeseite geringer belastet werden. Die einem freistehenden Giebel zunächst liegenden Teile der Wand- und Dachflächen müssen für eine Belastung von innen nach außen mit $0{,}75\, w_0$ untersucht werden.

Bei den neuesten Flugzeughallen der Marine ist die statische Berechnung im wesentlichen nach den vorstehenden Richtlinien durchgeführt worden.

VERSTÄRKUNG DER BRÜCKE ÜBER DEN NJEMEN BEI KOWNO DURCH DIE MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A. G. WERK GUSTAVSBURG.

Kowno, einst unseres Hindenburg Hauptquartier! Wie ein Traum aus längst vergangenen Tagen deutscher Größe und Herrlichkeit klingt uns heute der Name! Was liegt alles zwischen diesem Heute und jenem denkwürdigen 18. August 1915, dem Jahrestage von Gravelotte-St. Privat, als knapp zwei Wochen nach dem Falle Warschaus der deutsche Heeresbericht melden konnte: „Die Festung Kowno mit allen Forts und unzähligem Material, darunter weit mehr als 400 Geschützen, ist seit heute Nacht in deutschem Besitz. Sie wurde trotz zähesten Widerstandes mit stürmender Hand genommen." Siegestage von unerhörter Bedeutung waren es damals, ein weiter Siegeslauf ohnegleichen folgte — und drei Jahre danach Deutschlands tiefer Fall! —

Die Bedeutung der Eroberung Kownos lag einmal darin,

daß, wie in dem Telegramm des Kaisers an Hindenburg zum Ausdruck kam, „das erste und stärkste Bollwerk der inneren russischen Verteidigungslinie in deutsche Hand" fiel, sodann aber darin, daß gleichzeitig der Njemenübergang der wichtigen Nachschublinie Insterburg—Gumbinnen—Koszedary—Wilna gesichert wurde, was für das weitere Vordringen nach Osten um so bedeutungsvoller war, als die südlicher gelegenen Festungen Olita und Grodno zunächst noch hielten. War auch selbstverständlich der Njemenübergang in Kowno durch die Russen gründlich zerstört, so konnte doch nach dem Falle der Festung sofort an die Wiederherstellung gegangen, und für die weiteren Handlungen mit Wiederaufnahme des Betriebes zu bestimmter Zeit gerechnet werden.

Der Übergang der Bahn Insterburg—Kowno—Koszedary über den Njemen bei Kowno erfolgt mittels einer zweigleisigen Brücke, welche den Fluß in einem Winkel von etwa 69° zur Stromrichtung übersetzt. Sie diente gleichzeitig dem Fuhrwerksverkehr und war zu diesem Zwecke mit vollkommener Bohlenabdeckung versehen. Die Brücke besitzt vier Stromöffnungen, von denen die beiden mittleren eine Weite von rd. 79,0 m, die beiden äußeren eine solche von rd. 71 m, gemessen von Mitte zu Mitte Pfeiler, besaßen; an beiden Ufern schließen noch Wegüberführungen von etwa 13 m Weite an. Die Stromöffnungen waren überbrückt durch Blechträger, welche, soweit sich noch feststellen ließ, über alle vier Öffnungen kontinuierlich durchliefen, also einen Balken auf 5 Stützen bildeten (Abb. 1).

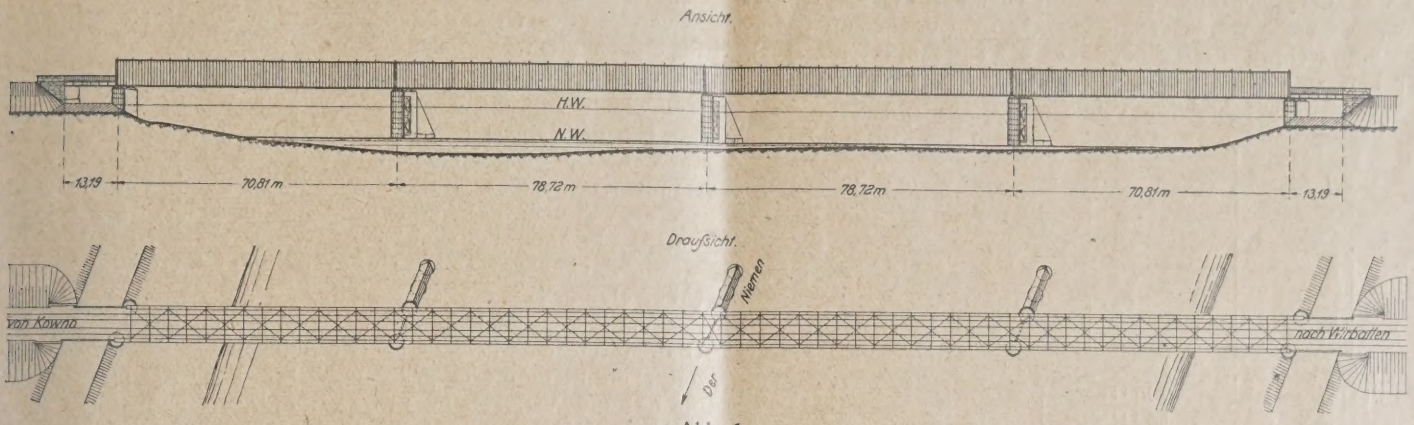


Abb. 1.

Der für heutige Anschauungen für Blechträgerbrücken ungeheuerlichen Stützweite entsprechend haben die Träger Stegbleche von 6650 mm Höhe erhalten. Bei Gurtwinkeln von nur 140 . 100 . 15 Profil, deren kürzerer Schenkel wagrecht gelegt ist, besitzen die Gurtplatten, von denen bis zu neun vorhanden waren, bei verschiedener Dicke eine Breite von 900 mm. Die Fahrbahn der Brücke liegt unten, so daß der Zug wie in einem Blechtunnel dahinfährt, ein Windverband aus gekreuzten Streben ist im Unter- und Obergurt vorhanden. Für den gesamten Überbau war Schweißeisen verwendet.

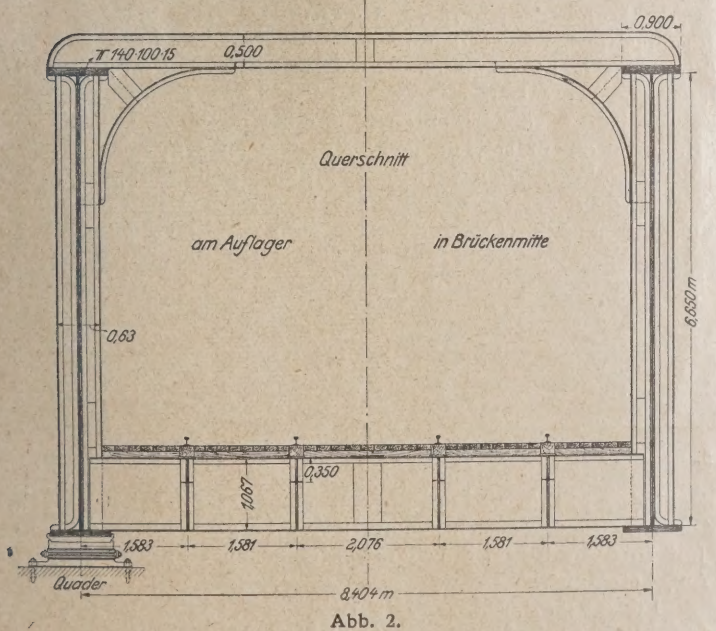


Abb. 2.

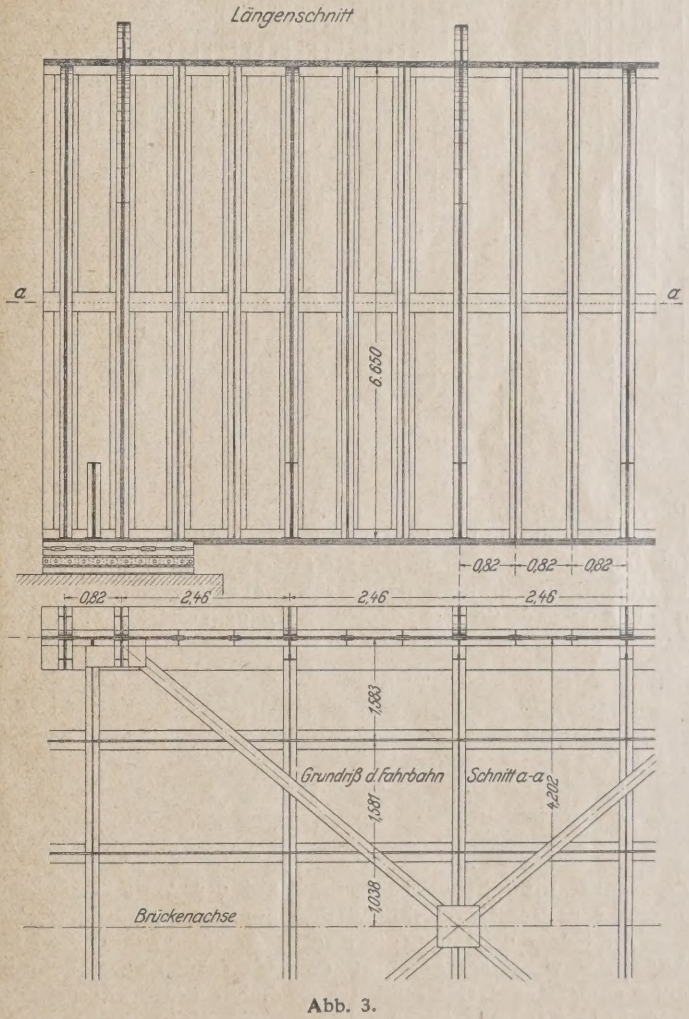


Abb. 3.

Besonderes Interesse bietet die Konstruktion der hohen Blechwand (Abb. 2 u. 3). Da selbstverständlich sie nicht

in ganzer Höhe aus einem Stück hergestellt werden konnte, wurde in halber Höhe eine wagerechte, durch aufgelegte Flacheisen gedeckte Fuge eingelegt. So entstanden zwei übereinanderliegende Stegbleche von je 3325 mm Höhe, die in der Längsrichtung zu walzen natürlich nicht möglich war. Vielmehr wurde das Stegblech, dem damaligen Stande der Walztechnik entsprechend, aus nur 820 mm breiten Blechstücken zusammengesetzt, deren Stärke von der Brückenmitte nach dem Ende zu von 7 mm bis auf 12 mm wächst.

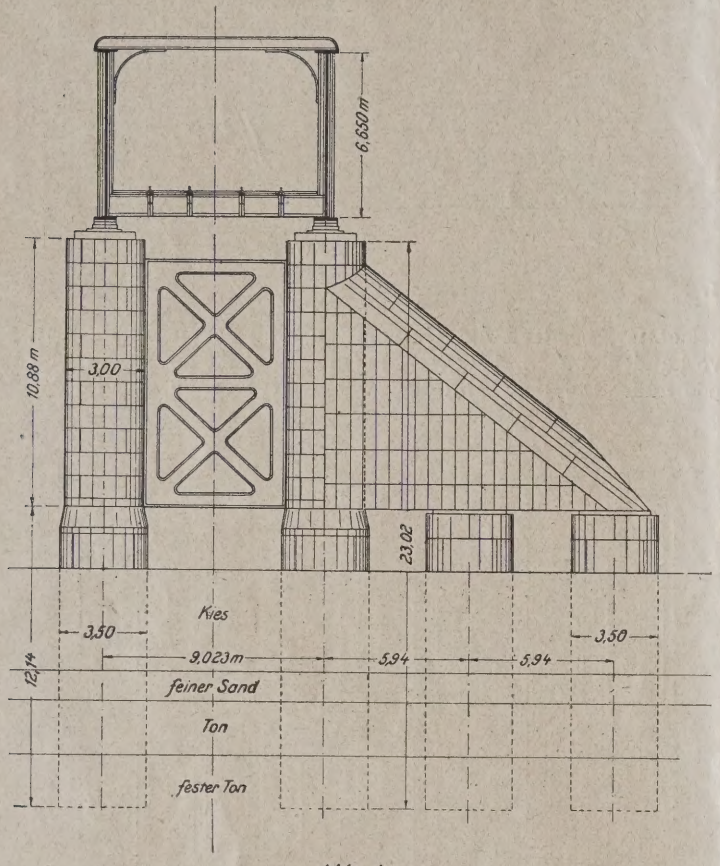


Abb. 4.

Es ergab sich so eine Unzahl von senkrechten Stößen, die, beiderseitig durch Laschen gedeckt, zu großem Eisenaufwand führten und nicht gerade zur Steifigkeit der hohen Blechwand beitrugen. Es mußten daher zahlreiche Aussteifungen vorgesehen werden. So liegt, wie Abb. 3 zeigt, zunächst auf jedem der senkrechten Stöße beiderseits auf der Verlaschung ein über die ganze Stegblechhöhe durchlaufendes ⊥-Eisen.

An jedem dritten Stoß, also in Abständen von 2,46 m, bildet der Querträgeranschluß, der zu diesem Zweck in Form eines genieteten I-Querschnittes besonders kräftig ausgebildet und bogenförmig mit den oberen Gurtplatten vernietet ist, an Stelle des ⊥-Eisens die innere Stegblechversteifung. An jedem zweiten Querträger, an welchem ein Systempunkt des Windverbandes liegt, ist dieser mit dem hier auf dem Obergurt liegenden oberen Querriegel durch ein bogenförmiges Konsol verbunden und der so entstehende allseitig geschlossene Rahmen noch dadurch verstärkt, daß hier auch die äußere Versteifung durch einen genieteten I-Querschnitt gebildet wird (vgl. Abb. 2).

Gelagert war der Träger auf den Endpfeilern auf Rollenlagern ohne Kippvorrichtung von je rd. 2,00 m Länge; auf dem 2. und 4. Pfeiler befanden sich je zwei solcher Lager, jedes von etwa 1,50 m Länge, jeweils nur durch eine schmale Fuge getrennt, dicht nebeneinander, während auf dem Mittelpfeiler ein ähnliches, im ganzen rd. 2,70 m langes festes Doppellager angeordnet war.

Die Pfeiler bestehen aus zwei gußeisernen Röhren, welche unter Luftdruck gegründet und nachträglich mit Beton ausgefüllt sind; beide sind untereinander durch ein schweißeisernes Strebenwerk verbunden. Zum Schutz gegen den starken Eisgang befinden sich vor den drei Mittelpfeilern kräftige, ebenfalls aus Gußeisen hergestellte Eisbrecher (Abb. 4).

Vor der Einnahme der Festung hatten die Russen die Überbauten der beiden Mittelöffnungen in der Nähe der seitlichen Strompfeiler gesprengt. Die Pfeiler selbst blieben bis auf die Verstrebung unverletzt. Die Trümmer der eingestürzten Träger waren nach der Einnahme der Festung entfernt und die Lücken zunächst durch Behelfsbrücken geschlossen worden. Später wurden die Reste der Blechträger über den Pfeilern zwischen den Doppellagern abgeschnitten und die behelfsmäßigen Überbauten durch Fachwerkträger ersetzt. Durch den Fortfall der Kontinuität waren die Träger der Seitenöffnungen Balken auf zwei Stützen geworden, mithin auch anderen Beanspruchungen ausgesetzt; bei Annahme des preußischen Lastenzuges B wäre die Beanspruchung in diesem Zustande auf über 2,2 t/cm² gestiegen. Um sie zu ermäßigen, waren die Überbauten der Seitenöffnungen durch hölzerne Böcke, welche auf gerammten Pfahljochen standen, unter den beiden der Mitte jeder Öffnung zunächst liegenden Querträgern unterstützt worden. Der Träger blieb hierbei, da er auf den Bockholmen nur leicht unterkeilt und seine Durchbiegung nicht beseitigt wurde, für Eigengewicht ein Balken auf zwei Stützen, während er bei der geringen Entfernung der beiden stützenden Bockholme für Verkehrslast als solcher auf drei Stützen angesehen werden konnte.

Während des Winters 1915/16 traten mehrere kleine Eisgänge auf, welche den Behelfsunterstützungen der Seitenöffnungen nicht schädlich waren, während der große, nach längerem Frost sich einstellende Frühjahrseisgang ausblieb; es war jedoch zu befürchten, daß die Holzjoche der Seitenöffnungen einem solchen nicht standhalten würden, und um jeder Gefahr für den wichtigen Flußübergang zu begegnen, wurde von der Heeresleitung der Ersatz der Behelfs-Mittenunterstützung durch eine dauernde Konstruktion geplant. Die zuständige Militär-Eisenbahndirektion forderte daher das Werk Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.G. im Juli 1916 zur Einreichung eines entsprechenden Entwurfes und Angebotes auf.

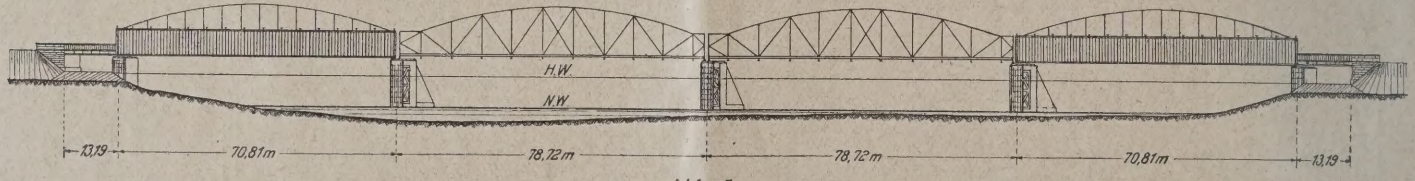


Abb. 5.

Für die gewünschte Ausführung des Mittelpfeilers brachte das Werk zwei Ausführungsformen in Vorschlag; der erste Entwurf sah einen Betonpfeiler vor, der auf einem Rost von etwa 10 m langen Eisenpfählen ruhte, welche in einer bis auf etwa 4 m unter Niedrigwasser unter dem Schutze von Spundwänden ausgebaggerten Baugrube bis zur Erreichung der nötigen Tragfähigkeit in den Untergrund gerammt werden sollten. Das Einbringen des Betons für das Fundament

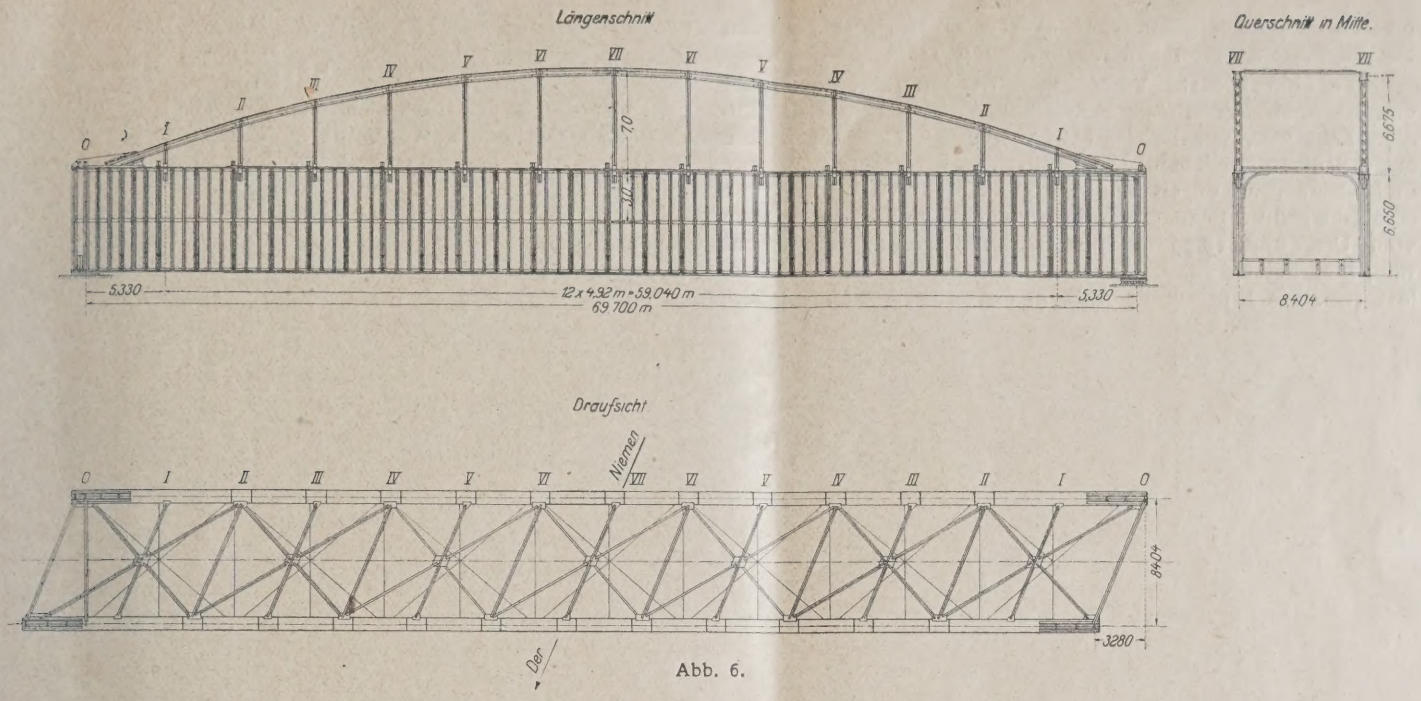


Abb. 6.

sollte entweder im Trockenen unter Wasserhaltung oder durch Schütten unter Wasser vor sich gehen. Der zweite Entwurf enthielt ebenfalls Betonpfeiler, die in ihrer äußeren Form den bestehenden Strompfeilern nachgebildet und über Hochwasser in zwei Säulen aufgelöst waren. Jeder Pfeiler sollte mit Eisbrecher auf zwei Betonfundamente aufgesetzt werden, die unter Verwendung von Senkkästen vom festen Boden aus abzusenken wären. Abweichend von den eingeforderten Entwürfen wurde noch ein dritter eingereicht, welcher auf die Mittelunterstützung ganz verzichtete. Man hatte nämlich in Gustavsburg sofort erkannt, daß sich, was die Kosten betraf, eine Verstärkung des alten Überbaues durch einen darübergesetzten Stabbogen ganz wesentlich günstiger stellen würde und arbeitete gleichzeitig hierfür einen Entwurf aus, dessen Ausführungskosten sich denn auch nur auf rd. $^3/_4$ des ersten und $^5/_6$ des zweiten Vorschlages beliefen; gleichzeitig bot er den nicht zu unterschätzenden Vorteil der gänzlichen Freihaltung des Flußbettes von Einbauten, so daß der Durchflußquerschnitt nicht mehr vermindert wurde, auch erforderte er die geringste Bauzeit. Der sich bietenden großen Vorzüge wegen wurde dieser Entwurf für die Ausführung bestimmt (Abb. 5).

Der den alten Balkenträger verstärkende Stabbogen erhielt die Form einer Parabel von 7,00 m Pfeilhöhe; bei einer Stützweite von 69,70 m beträgt also das Pfeilverhältnis rd. $^1/_{10}$; die Sehne des Bogens liegt 3,00 m über der Mittelachse des Trägers, so daß seine Höhe über dieser in Brückenmitte 10,00 m beträgt (Abb. 6).

Die Höhe des den Versteifungsträger des Stabbogens bildenden Blechträgers beträgt rd. 6,65 m, seine Höhe im Verhältnis zur Stützweite ist daher rd. $\frac{1}{10,5}$ während im allgemeinen die Versteifungsträger derartiger Systeme nur Höhen von etwa $^1/_{60}$ bis $^1/_{40}$ der Stützweite erhalten. Infolgedessen ist der Anteil, welchen der Bogen von der Last erhält, verhältnismäßig gering, und die Einflußlinie für den Horizontalschub des Bogens weist denn auch nur die in Abb. 7 angegebenen Ordinaten auf, während erfahrungsgemäß bei einem derartigen System meist mit einer Mittelordinate der H-Linie zu rechnen ist, die größer als 1 ist, namentlich bei solch geringem Pfeilverhältnis. Die Verschiedenheit der Ordinaten der H-Linie für symmetrisch liegende Punkte der Brücke rührt von der unsymmetrischen Verteilung der Gurt-

Einflußlinien
des Horizontalschubes und des oberen Kernpunktmomentes in M.

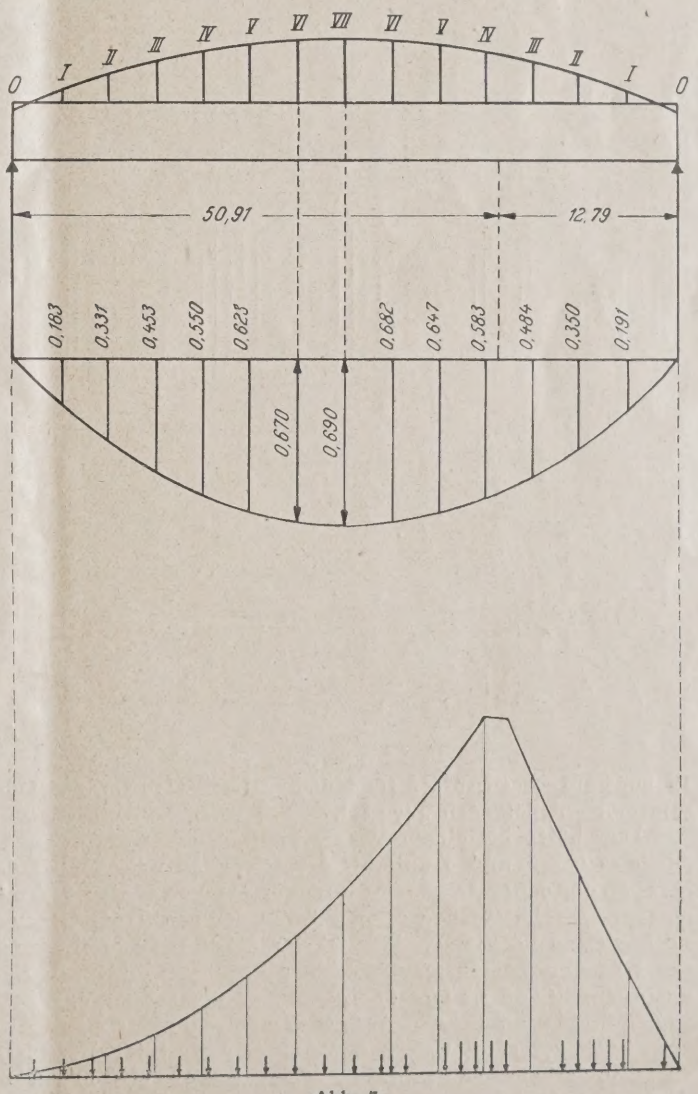


Abb. 7.

platten in dem vorgefundenen, vorher einen durchlaufenden Balken auf mehreren Stützen bildenden Träger her.

Die Momente für Verkehrslast wurden für eine Anzahl von Kernpunkten mittels Einflußlinien bestimmt. Für ständige Last war, wie bereits erwähnt, der Träger ein Balken auf 2 Stützen geblieben. Die Ermittlung der Gesamtmomente und -beanspruchungen auf Grund dieser Voraussetzungen ergab die größte Beanspruchung an einem Punkte, der 50,91 m vom Ufer und 18,79 m vom Strompfeilerauflager entfernt war; hier betrug das obere Kernpunktmoment für Verkehrslast (vgl. die Einflußlinie Abb. 7) 2035 tm, das Moment des Balkens auf zwei Stützen für ständige Last 2439 tm, das Gesamtmoment demnach 4474 tm.

Dies hätte bei einem Widerstandsmoment des an dieser Stelle 2 obere und 2 untere Gurtplatten aufweisenden Trägers von 260 700 cm³ eine Beanspruchung von mehr als 1,7 t/cm² ergeben, welche für den alten schweißeisernen Träger immer noch viel zu hoch war. Um daher die bei Berücksichtigung des schweren Lastenzuges B noch als zulässig erachtete Beanspruchung von 1,2 t/cm² keinesfalls zu überschreiten, wurde in den Stabbogen bei der Aufstellung von vornherein eine Anfangskraft gebracht, welche den Träger entlastete. Der hierfür erforderliche Horizontalschub ergab sich aus folgender Überlegung: bei einer zulässigen Beanspruchung von 1,2 t/cm² und einem Widerstandsmoment des Trägers von 260 700 cm³ kann dieser ein Moment von $1{,}2 \cdot \frac{260700}{100} = 3128{,}4$ tm aufnehmen; durch den künstlich eingeleiteten Horizontalschub muß also das obere Kernpunktmoment um $H \cdot y^0 = 4474 - 3128 = 1346$ tm verringert werden. Bei einer Entfernung y^0 der Bogenachse vom oberen Kernpunkt an der fraglichen Stelle von 6,42 m, erhält man demnach den erforderlichen Horizontalschub

$$H = \frac{1346}{6{,}42} = \text{rd. } 210 \text{ t.}$$

Sicherheitshalber wurde dieser Wert auf 220 t erhöht. Das Gesamtkernpunktmoment ergibt sich hiermit zu 3062 tm und die höchste Gesamtbeanspruchung zu 1,18 t/cm². Die künstliche Bogenkraft wurde dadurch erzeugt, daß der Blechträger etwa in der Mitte durch hydraulische Pressen angehoben und der Bogen dann in diesem Zustande des Trägers vernietet wurde. Auch das Anbohren und Annieten der Hängestangen an den Bogen erfolgte erst bei dieser Gelegenheit.

Das Anheben geschah von den bereits vorhandenen behelfsmäßigen Zwischenunterstützungen aus. Da diese zu den stromauf- und stromabwärtigen Hauptträgern der verschiedenen Überbauten etwas verschiedene Lage hatten,

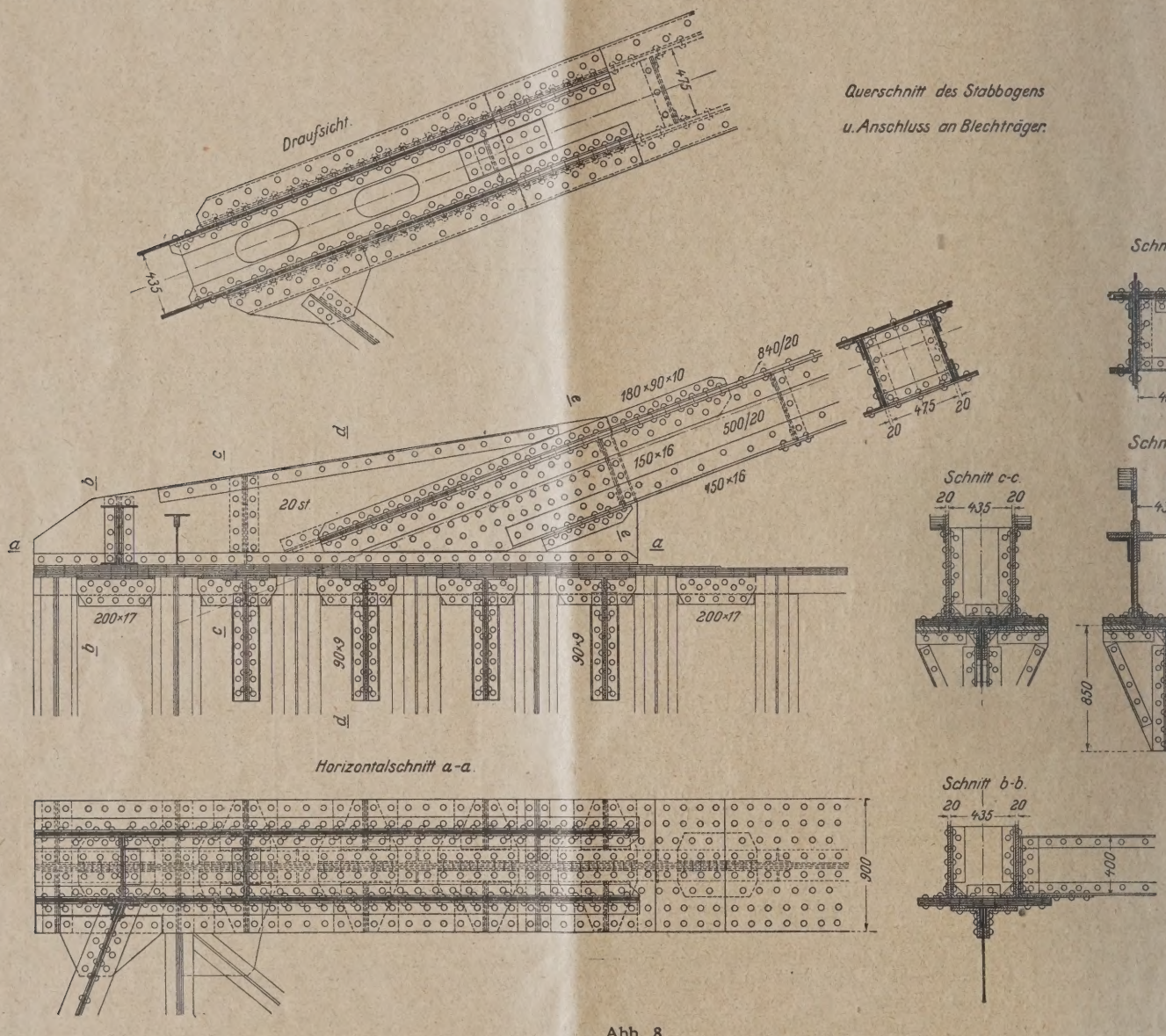


Abb. 8.

war die in den einzelnen Punkten anzuwendende Pressenkraft P verschieden. So ergab sie sich z. B. für den flußaufwärts gelegenen Hauptträger der Kownoer Seite, an welchem die Pressen in der Mitte zwischen Punkt 6 und 7 angriffen, unter Benutzung der Ordinaten der H-Linie zu

$$P = \frac{220}{\frac{1}{2}(0{,}67 + 0{,}69)} = 324\ t,$$

während an dem flußabwärts gelegenen Hauptträger die erforderliche, in der Trägermitte wirkende Pressenkraft $= \frac{220}{0{,}69} = 319$ t betrug. Die hierbei entstehenden negativen Kräfte an den Erdauflagern waren geringer als die von ständiger Last herrührende Auflagerkraft von 178 t, mit Ausnahme des flußaufwärtigen Lagers auf der Wirballener Seite, an welchem sie diese um 8 t überschritt, was vorübergehend durch Aufbringen von Ballast ausgeglichen wurde.

Den Querschnitt des Stabbogens zeigt Abb. 8, welche gleichzeitig dessen Anschluß an den Blechträger darstellt. Wie ersichtlich, ist der Bogenquerschnitt zweiwandig ausgebildet, während der Träger selbst nur einwandig ist. Der Anschluß jeder Wand erfolgt mittels eines 20 mm starken Anschlußbleches, mit welchem die Stegbleche und Gurtwinkel des Bogens vernietet sind; die Kopfplatten des Gurtes sind am Anschlußblech stumpf gegen ihre Ersatzplatten gestoßen, der Stoß durch eine Platte und Winkel gedeckt, welch letztere die Kraft der Kopfplatte allmählich in die Anschlußbleche überleiten. Diese selbst wurden durch Fußwinkel an die 900 mm breiten Obergurtplatten des Blechträgers angeschlossen. Entsprechend der Ausbildung als kontinuierlicher Träger waren am Uferauflager nur eine, am Pfeilerauflager dagegen 9 solcher Obergurtplatten vorhanden; um nun die Anschlußstücke über beiden Auflagern gleich ausbilden zu können, wurden am Pfeilerauflager die Gurtplatten bis auf vier entfernt und am Uferauflager der vorhandene Höhenunterschied durch Zufügen von vier entsprechend starken Platten ausgeglichen. Infolge des ununterbrochenen Betriebes waren ausgeschlagene Niete daher sofort durch Schrauben zu ersetzen. Die Löcher für neu aufzulegende Platten konnten erst nach den vorhandenen auf der Baustelle gebohrt werden, eine sehr langwierige Arbeit. Zur Übertragung der 440 t betragenden wagerechten Teilkraft des Bogens reichten ferner die Gurtwinkel des Blechträgers auf die Anschlußlänge zur Unterbringung der nötigen Niete nicht aus, namentlich, da sich noch herausstellte, daß s. Zt. beim Bau der Brücke unter den bogenförmigen Anschlüssen der Stegblechaussteifungen wohl die Nietlöcher gebohrt, die Niete aber, anscheinend aus Nachlässigkeit, nicht geschlagen waren und nachträglich auch nicht eingezogen werden konnten. Um daher die Nietzahl für den Anschluß der wagrechten Kraft zu vermehren, wurden in die Zwischenräume zwischen den 7 letzten Stegblechaussteifungen auf die Gurtwinkel Verstärkungswinkel 200 × 17 gelegt. Diese Arbeit konnte ebenfalls des Betriebes wegen nur Feld für Feld vor sich gehen und machte gleichfalls das Bohren zahlreicher Nietlöcher auf der Baustelle und die Verwendung vieler kleiner Futterstücke nötig.

Entsprechend der Ausbildung des doppelwandigen Bogenquerschnittes beträgt die gegenseitige Entfernung der Anschlußbleche 455 mm, sie liegen also rd. 23 cm seitlich der Stegbleche. Um daher die 165 t betragende, in jedem Anschlußblech also mit rd. 83 t wirkende senkrechte Teilkraft des Bogens auf das Stegblech zu übertragen, wurden beiderseits desselben je 4 Konsolen angebracht. Auch hierfür waren zahlreiche Nietlöcher auf der Baustelle zu bohren.

Insgesamt waren an den 8 Endpunkten etwa 3300 Niete zu entfernen, 3600 Löcher nach dem Anzeichnen in der Werkstatt, 2400 Löcher an Ort und Stelle zu bohren und etwa 4000 Niete zu schlagen; hierbei sind mehrfache Lagen, die mit einem Male durchbohrt wurden, nur einfach gerechnet.

Während die Querträgerentfernung 2,46 m beträgt, hat der Stabbogen eine Feldweite von $2 \cdot 2{,}46$ m $= 4{,}92$ m; es befindet sich also nur an jedem zweiten Querträger eine Hängestange und somit ein Aufhängepunkt des Blechträgers. Da infolge der Stegblechaussteifungen die Aufhängung unmittelbar über dem Querträger Schwierigkeiten machte, waren die Systempunkte des Bogens gegen die Feldteilung des Blechträgers so verschoben worden, daß die Hängestangenanschlüsse jeweils in die Mitte zwischen zwei Stegblechaussteifungen fielen, also 410 mm gegen den Querträger versetzt liegen. Die Hängestange selbst (Abb. 9) besteht aus 4 Winkeln mit zwischenliegenden Vergitterungsflacheisen.

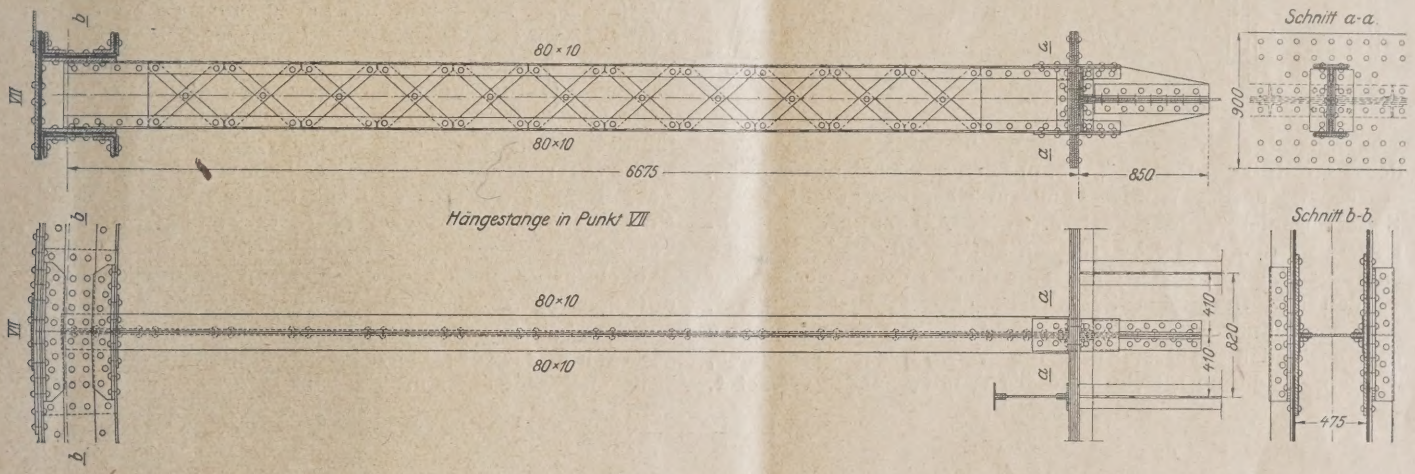


Abb. 9.

Die Aufhängung des Blechträgers erfolgt an Konsolen, welche an das Stegblech angenietet sind. Die Verbindung mit den Hängestangen besteht aus Flacheisen, welche durch Schlitze in den Gurtplatten durchgreifen. Da die Schlitze nicht durch Ausbrennen oder mittels der Stoßmaschine, sondern nur durch Ausbohren und nachträgliches Ausarbeiten einzelner dicht an dicht gebohrter Löcher von Hand hergestellt werden konnten, und da außerdem das Anpassen der Konsole und das Bohren der Anschlußlöcher ebenfalls an Ort und Stelle erfolgen mußte, war auch hier ein ungewöhnliches Maß an Bohrarbeit auf der Baustelle selbst zu leisten.

Der Windverband des Stabbogens ist über dem Auflager bis zum Blechträgerobergurt herunter geführt; er besteht aus in jedem Bogen-Knotenpunkt angeordneten Querriegeln und über zwei Bogenfelder reichenden gekreuzten Streben, und bietet konstruktiv nichts Besonderes (Abb. 6). Die Anschlußlöcher des Windverbandes waren im Werk nur auf einer Seite hergestellt, die fehlenden der anderen Seite wurden, fortschreitend mit der Aufstellung erst an Ort und Stelle ge-

bohrt. Eine Verstärkung des vorhandenen Endportals erwies sich nicht als notwendig.

Die Aufstellung des Bogens erfolgte von den Brückenenden her; eine besondere zusammenhängende Rüstung wurde erspart; man behalf sich mit einfachen Rundhölzern, welche dicht an den Hängestangen auf dem Obergurt des Blechträgers aufgestellt und oben durch quer zur Brückenachse liegende Kapphölzer, auf die dann die Bogenstäbe gelegt wurden, verbunden waren.

Das Anheben des Trägers erfolgte durch je zwei gekuppelte hydraulische Pressen unter jeder Tragwand von den Behelfs-Mittenunterstützungen aus; letztere wurden zu diesem Zweck mit besonderen Einbauten versehen, welche aus kleinen, auf mehreren Lagen längsliegender Walzträger ruhenden Böcken bestanden (Abb. 10). Während des Anhebens waren

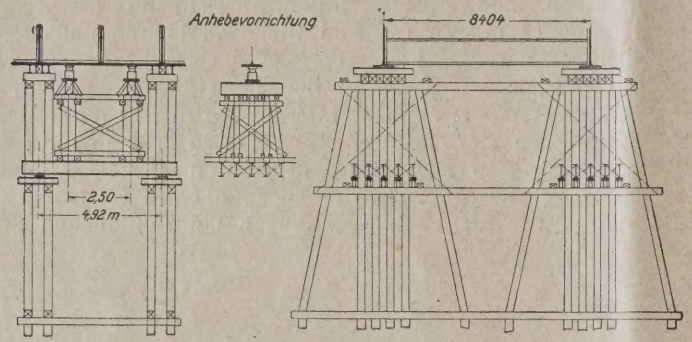


Abb. 10.

die Hängestangen nur mit dem Blechträger fest verbunden der Mittelstoß des Bogens (Abb. 9) blieb zunächst unverlascht. Ebenso wurde der Windverband zunächst nur auf der einen Seite angenietet. Erst nach erfolgter Anhebung des Blechträgers wurden die Löcher für den Mittelstoß gebohrt und die Niete geschlagen; auch die oberen Enden der Hängestangen wurden erst in diesem Zustande angebohrt und vernietet. Nachdem dann die Pressen soweit abgelassen waren, daß sie nur noch den Stützendruck für Verkehrslast aufnahmen, wurde auch die noch freie Seite des Windverbandes vernietet. Schließlich wurden die Überbauten durch völliges Ablassen der Pressen ganz freigesetzt und die Behelfs-Unterstützungen entfernt.

Wie hieraus hervorgeht, konnten die neuen Teile vielfach erst auf der Baustelle angepaßt und angebohrt werden, so daß eine unverhältnismäßig große Baustellenarbeit zu leisten war; wurde doch hier allein das Bohren von etwa 12 000, oft tiefen Löchern erforderlich, was von Hand, mit elektrischen Magnetbohrmaschinen und mit Preßluftbohrmaschinen erfolgte.

Dauernde Schwierigkeiten bereitete die Beschaffung von Arbeitern. Anfänglich wurden zahlreiche einheimische Arbeitskräfte für die Land- und Erntearbeiten gebraucht und konnten daher für andere Arbeiten nicht angeworben werden. Später, mit dem Eintritt der schlechten Jahreszeit, zogen dieselben, selbst bei geringerem Lohn, die Arbeit in geschlossenen, warmen Räumen vor, da sie nicht gewöhnt waren, im Freien in Wind und Wetter auszuhalten, nur schlecht gekleidet und bei der geringen ihnen zustehenden Kost auch unterernährt waren. Gleichzeitig vergrößerten sich die in Kowno befindlichen behördlichen Betriebe, wodurch ebenfalls viele einheimische Arbeiter angezogen wurden. Da die Anlernung neuer Arbeiter natürlich unmöglich war, wurde der Bau daher im Wesentlichen mit einigen aus der Heimat gesandten Facharbeitern und mit Leuten durchgeführt, welche vorher beim Bau der Wilijabrücke bei Janow beschäftigt und dort einigermaßen angelernt waren. Dieser Arbeitermangel bedingte eine zeitweise Verzögerung der Arbeiten an dem Überbau der Wirballener Seite zugunsten derjenigen auf der Kownoer Seite, da diese durch einen etwaigen Eisgang stärker gefährdet, und auf der Wirballener Seite schon eine teilweise Verlandung der Behelfsunterstützung eingetreten war. Immerhin wurde es möglich, die Kownoer Seite Ende November, die Wirballener Mitte Dezember 1916, also lange vor dem zu erwartenden Frühjahrseisgang freizusetzen. Die Probebelastung erfolgte durch einen fahrplanmäßigen Zue auf dem einen und vier nebenher fahrende Lokomotiven auf dem anderen Gleis; die Durchbiegungen der Trägerwände betrugen hierbei 14 bzw. 16 mm und stimmten für beide Brücken genau überein.

DIE KONSTRUKTIVE GESTALTUNG DER EISENBETONBALKEN AN DEN AUFLAGERN.

Von B. Löser, i. Fa. Kell & Löser, Dozent an der Techn. Hochschule Dresden.

Eisenbetonbalken haben gefährdete Gebiete an den Stellen, wo

1. die Normalspannungen infolge größter Biegungsmomente,
2. Schub-, Haft- und schiefe Zugspannungen infolge großer Querkräfte

ein Maximum erreichen. Erfahrungsgemäß sind hohe Normalspannungen ungefährlicher als hohe schiefe Zugspannungen, denen durch zweckmäßig angeordnete und hinreichend starke Bewehrung mit abgebogenen Eisen und Bügeln begegnet werden muß. Die gründliche Behandlung der Eisenabbiegungen an den Balkenauflagern ist daher eine der wichtigsten Aufgaben des entwerfenden Ingenieurs. Die folgenden Ausführungen bezwecken eine zusammenfassende Darstellung der sich oft wiederholenden diesbezüglichen Aufgaben.

Wir teilen die Auflager ein in freie Auflager, bei denen keine Biegungsmomente auftreten und in eingespannte Auflager, bei denen im Stützpunkte — meist negative — Biegungsmomente tätig sind. Eingespannte Lager würden hiernach bei Riegeln von Rahmen, an den Innenstützen durchlaufender Träger, bei einfeldrigen Trägern mit voller oder teilweiser Einspannung, bei statisch bestimmten Trägern mit belasteten Endkonsolen vorhanden sein. Dabei können die Balkenköpfe veränderliche oder unveränderliche Querschnitte besitzen.

1. Die Schubspannungen bei Balken veränderlicher Höhe.

Wir betrachten ein Balkenauflager mit nach innen zunehmender Höhe. (Abb. 1.)

An dem Querschnitt I eines Balkens mit veränderlicher Höhe (Abb. 1) wirken folgende Kräfte:

Unten die Zugkraft Z_1 unter dem Winkel α gegen die Wagerechte geneigt; ihre beiden Komponenten sind X_1 und Y_1.

Oben die Druckkraft D_1, unter dem Winkel β angenommen, so daß die Druckkräfte D aller Querschnitte in die unter β geneigte Verbindungsgerade der Druckmittelpunkte aller Querschnitte fallen. D_1 hat die Komponenten X_1' und Y_1'.

Das Moment der äußeren Kräfte für den betrachteten Schnitt I sei M_1. Die inneren Kräfte müssen dem Moment M_1

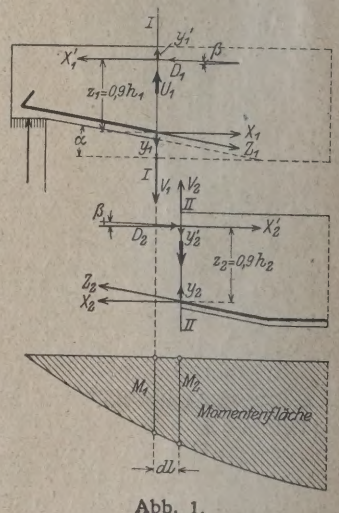


Abb. 1.

das Gleichgewicht halten, d.h. sie müssen ein Kräftepaar von entgegengesetzt gleicher Größe bilden. Die beiden Kräfte Z_1 und D_1 tun dies nicht, denn sie sind nicht parallel. Deshalb muß im betrachteten Schnitt I noch eine senkrechte Kraft U_1 tätig sein, die D_1 und Z_1 zu einem Kräftepaar ergänzt.

Es müssen also die beiden Gleichgewichtsbedingungen bestehen:

$$X_1 + X_1' = 0 \text{ oder } X_1 = -X_1', \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1$$

$$Y_1 + Y_1' + U_1 = 0, \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2$$

$$Y_1 = X_1 \cdot \tan\alpha \text{ und } Y_1' = X_1' \cdot \tan\beta \quad \ldots\ldots \quad (3$$

Da für die Richtung von D_1 angenommen wurde, daß sie mit der Verbindungsgeraden aller Druckmittelpunkte zusammenfalle, gilt bezüglich der Winkel α und β:

$$\tan\alpha : \tan\beta = h_1 : (h_1 - z_1), \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4$$

$$\tan\beta = \frac{h_1 - z_1}{h_1} \cdot \tan\alpha \quad \ldots\ldots\ldots \quad (5$$

h_1 ist die statische Höhe am Querschnitt I.

Damit wird aus Gleichung (2):

$$U_1 = -X_1 \cdot \tan\alpha + X_1 \cdot \frac{h_1 - z_1}{h_1} \cdot \tan\alpha = -\frac{z_1}{h_1} \cdot \tan\alpha \cdot X_1 \quad \ldots \quad (6$$

Für U_1 ergibt sich das entgegengesetzte Vorzeichen wie für Y_1; das bedeutet: U_1 hat die entgegengesetzte Richtung wie Y_1. Da $z_1 \cdot X_1$ gleich dem Angriffsmoment M_1 ist, wird

$$U_1 = \frac{M_1 \cdot \tan\alpha}{h_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (7$$

Am Nachbarquerschnitt II bestehen die gleichen Beziehungen. Auf die Entfernung d l der beiden Nachbarquerschnitte I und II wächst das Moment von M_1 auf M_2. Dem Momentenzuwachs $M_2 - M_1$ entspricht der Zuwachs der Zugkraft Z_1 auf Z_2 um $\Delta Z = Z_2 - Z_1$. ΔZ hat die beiden Komponenten ΔX und ΔY. Ferner wächst die Druckkraft D_1 und D_2 um ΔD, wobei ΔD die Komponenten $\Delta X'$ und $\Delta Y'$ hat. In Abb. 2 ist das Balkenelement zwischen den Querschnitten I und II gezeichnet, wobei diejenigen Kräfte weggelassen sind, die sich tilgen.

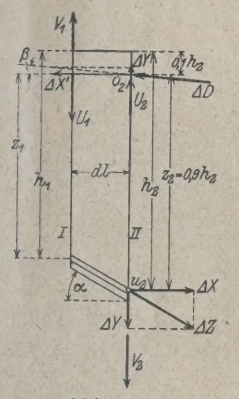


Abb. 2.

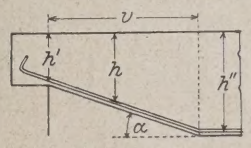


Abb. 3.

Eine Momentengleichung für den Punkt O_2 lautet:

$$(V_1 - U_1) \cdot d l - \Delta X (z_1 + d l \cdot \tan\alpha) = 0 \quad \ldots\ldots \quad (8$$

Der Zuwachs ΔX muß der Schubspannungssumme gleich sein, so daß

$$\Delta X = b_0 \cdot d l \cdot \tau \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9$$

b_0 bedeutet die Rippenbreite des Balkens.

Damit wird aus Gleichung (8):

$$V_1 d l - U_1 d l - b_0 d l \cdot \tau \cdot (z_1 + d l \cdot \tan\alpha) = 0 \quad \ldots\ldots \quad (10$$

Das zweite Glied in der Klammer liefert ein unendlich kleines Produkt zweiten Grades und verschwindet deshalb.

$$V_1 - \frac{M_1 \cdot \tan\alpha}{h_1} - b_0 z_1 \tau = 0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (11$$

Für einen beliebigen Querschnitt von der Nutzhöhe h, dem zugehörigen Abstand z der Druckresultierenden von der gezogenen Eiseneinlage, dem Moment M und der Querkraft V kann man nach Abb. 3 mit

$$-\tan\alpha = \frac{h' - h''}{v} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (12$$

allgemein setzen

$$\tau = \frac{V + \dfrac{M \cdot (h' - h'')}{h \cdot v}}{b_0 z} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13$$

In dieser Gleichung muß das Moment M mit dem ihm zukommenden Vorzeichen eingesetzt werden. h' ist die Nutzhöhe am Stützpunkte, h'' die Nutzhöhe in der Entfernung v vom Stützpunkte.

Das Glied

$$\frac{-M \tan\alpha}{h} = \frac{M \cdot (h' - h'')}{h \cdot v} = U_1 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (13a$$

stellt einen Zuwachs oder eine Verminderung der Querkraft V im betrachteten Querschnitt dar, verursacht durch die Veränderlichkeit der Querschnittshöhen. Eine Verminderung

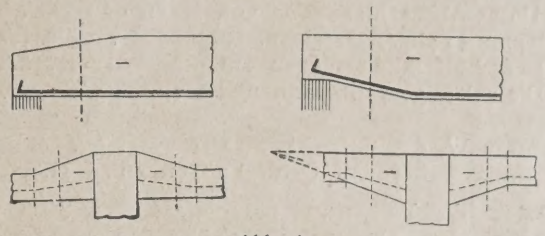


Abb. 4.

der Querkraft V ergibt sich, wenn wie in Abb. 4 die absoluten Werte der Momente gleichsinnig mit den Höhen zunehmen. Dagegen kommt eine Vergrößerung der Querkraft zustande,

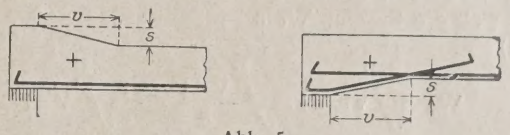


Abb. 5.

wenn wie in Abb. 5 bei Zunahme der Momente eine Verringerung der Höhen stattfindet.

Im Querschnitt III (Abb. 6), wo die Auflagerschräge mit veränderlicher Querschnittshöhe in den Balkenteil mit konstanter Querschnittshöhe mündet, findet ein Sprung von Schub- und Haftspannung statt; dieser Sprung (Abb. 6) beträgt bei der Schubspannung $\Delta\tau$:

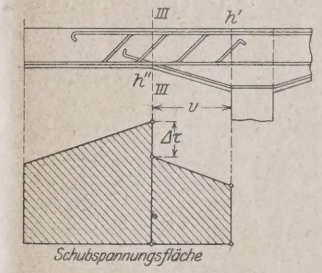


Abb. 6.

$$\Delta\tau = \frac{M_3 (h' - h'')}{b_0 h'' v z''} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (14$$

z'' ist der Abstand der inneren Kräfte am Querschnitt III, M_3 das Moment daselbst.

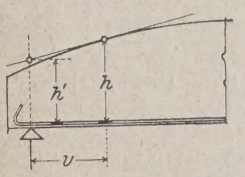


Abb. 7a.

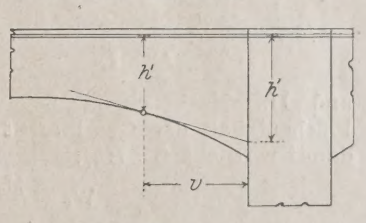


Abb. 7b.

Verläuft wie in Abb. 7a und Abb. 7b der eine Balkenrand in einer Kurve, so lege man eine Tangente im betrachteten Querschnitt, die auf der Auflagersenkrechten den Abschnitt h' ausschneidet. Gleichung (13) nimmt dann die folgende Form an:

$$\tau = \frac{V + \dfrac{M (h' - h)}{h \cdot v}}{b_0 z} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (15$$

In dem Sonderfall unveränderlicher Querschnittshöhe wird

$$\tan\alpha = \frac{h' - h''}{v} = 0,$$

womit der Ausdruck für die Schubspannung die bekannte einfache Form

$$\tau = \frac{V}{b_0 z} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (16$$

annimmt.

Die Haftspannung τ_1 am Umfang der Eiseneinlagen in der Zugzone ist immer

$$\tau_1 = \tau \cdot \frac{b_0}{U} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (17$$

U ist der Umfang der am betrachteten Schnitt in der Zugzone gelegenen Eiseneinlagen.

Die Schubspannung τ darf bis zu 4 kg/cm² vom Beton allein aufgenommen werden. Bei höheren Werten von τ müssen die Schubspannungen in vollem Umfang aufgebogenen Eisen, Bügeln oder beiden gemeinschaftlich zugewiesen werden. Unter Vernachlässigung von Eisen und Bügeln darf τ höchstens auf 14 kg/cm² steigen. Ergibt sich τ größer, so müssen die Querschnittsabmessungen entsprechend vergrößert werden. Die zulässige Haftspannung ist $\tau_1 = 4{,}5$ kg/cm².

2. Summe W_v der Schubspannungen τ auf der Strecke v zwischen den Querschnitten I und II.

Besitzt der Balken auf der betrachteten Strecke v unveränderliche Querschnittshöhe, so ist die Schubspannung nach (16):

$$\tau = \frac{V}{b_0 \cdot z} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (16$$

Auf der Strecke v zwischen den Querschnitten I und II berechnet sich die Summe W_v aller Schubspannungen zu (vergl. Abb. 8)

$$W_v = \int_I^{II} \tau\, b_0\, dl = \int_I^{II} \frac{V\, dl}{z} = \frac{1}{z} \int_I^{II} V\, dl \quad \ldots\ldots \quad (18$$

Das letzte Integral bedeutet den in Abb. 8 schraffierten Flächeninhalt f_q der Querkraftflächen zwischen den betrachteten Querschnitten I und II. Nach einem bekannten Satze entspricht der Flächeninhalt der Querkraftfläche dem Biegungsmoment M; damit wird aus Gl. (18):

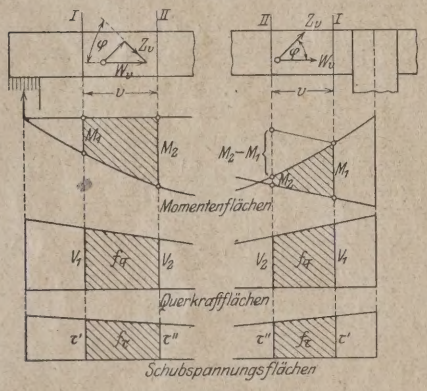


Abb. 8.

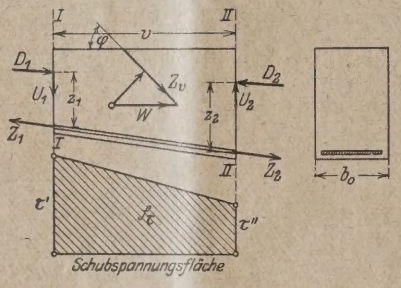


Abb. 9.

$$W_v = \frac{M_2 - M_1}{z} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (19$$

Bei veränderlicher Höhe des betrachteten Balkenstückes muß zur Ermittlung der Schubspannungssumme W_v die Schubspannungsfläche Abb. 9 benutzt werden. Hierbei genügt es meist, die Spannungen τ' und τ'' an den Schnitten I und II zu ermitteln und den Verlauf der Spannungen geradlinig anzunehmen. Dann ist:

$$W_v = \frac{1}{2}\, b_0\, v\, (\tau' + \tau'') \quad \ldots\ldots\ldots \quad (20$$

3. Bügelberechnung.

Die Bügel dienen dem doppelten Zweck, den Zusammenhang zwischen Rippe und Platte zu sichern, ferner die Schubsicherheit der Rippen zu erhöhen. Wir nennen die Zugkraft, die ein Bügel aufnimmt, B. Auf einen schrägen Schnitt unter 45° Neigung kommt die Bügelkraft

$$V_b = B \cdot \frac{z}{e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (21$$

Bei gewöhnlichen zweischnittig-U-förmigen Bügeln vom Eisendurchmesser d_b cm ist die Bügelkraft (Abb. 10)

$$B = 2 \cdot \frac{1}{4}\, d_b^2 \cdot \pi \cdot \sigma_e \quad \ldots\ldots\ldots \quad (22$$

woraus für $\sigma_e = 1200$ kg/cm²

$$B = 600\, \pi \cdot d_b^2 = 1885\, d_b^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (23$$

Mithin ist der von den Bügeln aufgenommene Querkraftanteil:

$$V_b = \frac{1885 \cdot d_b^2 \cdot z}{e} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (24$$

Infolge der Bügel tritt eine Verminderung der Schubspannungen ein um den Betrag τ_b; es ist

$$\tau_b = \frac{V_b}{b_0 \cdot z} = \frac{1885 \cdot d_b^2}{b_0 \cdot e} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (25$$

Bemerkenswert ist, daß der von den Bügeln übernommene Schubspannungsanteil τ_b von der Querschnittshöhe h unabhängig ist.

4. Summe Z_v der schiefen Zugspannungen zwischen den Querschnitten I und II.

Die schiefe Zugkraft Z_v auf der Strecke v zwischen den Querschnitten I und II erhält man, wenn man die Summe W_v aller entsprechenden Schubspannungen in Komponenten parallel und winkelrecht zu den abgebogenen Eisen zerlegt. Ist φ der Neigungswinkel der abgebogenen Eisen, so ist die schiefe Zugkraft auf der Strecke v unter Berücksichtigung der Bügelwirkung:

$$Z_v = \cos\varphi \left(W_v - \frac{1885\, d_b^2\, v}{e} \right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (26$$

Sind wie in Fig. 9 τ' und τ'' die Schubspannungen an den beiden Grenzquerschnitten der betrachteten Strecke v, τ die Schubspannung im Lamellenmittel und wird angenommen, daß sich die Schubspannungen auf der Länge v geradlinig ändern, so wird

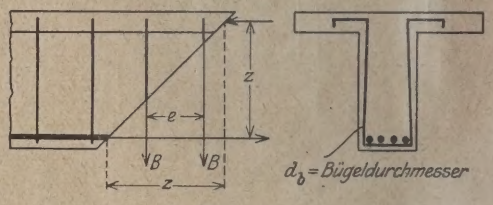


Abb. 10.

$$Z_v = v \cdot \cos\varphi \left[\tfrac{1}{2}\, b_0 \cdot (\tau' + \tau'') - \frac{1885\, d_b^2}{e} \right] \quad \ldots\ldots \quad (27$$

$$Z_v = v \cdot \cos\varphi \left(b_0\, \tau - \frac{1885\, d_b^2}{e} \right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (28$$

Ist der Neigungswinkel der auf der Strecke v abgebogenen Eisen 45°, so wird

$$Z_v = v \left(\frac{b_0 \cdot \tau}{1{,}414} - \frac{1333\, d_b^2}{e} \right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (29$$

Die vorstehenden Gleichungen gelten allgemein für Balken mit veränderlicher oder unveränderlicher Höhe.

Kennt man bei unveränderlicher Querschnittshöhe die Momentenfläche und damit die Momente M_1 und M_2 an den Grenzquerschnitten der Lamelle von der Breite v, so kann man an Stelle von Gl. (28) setzen (vgl. Gl. (19):

$$Z_v = \left(\frac{M_2 - M_1}{z} - \frac{1885\, d_b^2\, v}{e} \right) \cos\varphi \quad \ldots\ldots \quad (30$$

und mit $\varphi = 45°$

$$Z_v = \frac{0{,}707\, (M_2 - M_1)}{z} - \frac{1333\, d_b^2\, v}{e} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (31$$

In vorstehenden Gleichungen sind die Momente in kg/cm, alle Längen in cm zu setzen; die gesuchte schiefe Zugkraft Z_v kommt dann in kg heraus.

Will man den Bügeleinfluß vernachlässigen oder sind Bügel nicht vorhanden, so setze man in den Formeln (26) bis (31) den Bügeldurchmesser d_b gleich Null oder den Bügelabstand $e = \infty$, wodurch die zweiten Glieder in den Gleichungen (26) bis (31) zu Null werden und verschwinden. Sind die Bügel nicht wie angenommen zweischnittig, sondern wie bei Doppelbügeln vierschnittig, so ist das zweite Glied der Gleichungen (26) bis (31) zu verdoppeln.

5. Graphische Ermittlung der schiefen Zugkräfte.

Zur graphischen Darstellung der schiefen Zugkräfte Z_v gehen wir unter Berücksichtigung der Bügelwirkung von Gl. (28) aus:

$$Z_v = v \cos\varphi \left(b_0 \tau - \frac{1885\, d_b^2}{e} \right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (28$$

Hierin bedeuten:
- v die Länge der betrachteten Lamelle,
- Z_v die zu v gehörige schiefe Zugkraft,
- φ den Neigungswinkel des auf die Länge v wirksamen abgebogenen Eisens,
- b_0 die Rippenbreite des Balkens,
- τ die Schubspannung in Lamellenmitte,
- d_b den Bügeldurchmesser,
- e die Bügelentfernung.
- z den Hebelarm er inneren Kräfte.

Gl. (28) darf nach Erweiterung mit $\frac{z}{z}$ geschrieben werden:

$$Z_v = \frac{v \cdot \cos\varphi}{z} \left(b_0\, z\, \tau - \frac{1885\, d_b^2 \cdot z}{e} \right) \quad \ldots\ldots \quad (32$$

Nach Gl. (16) bedeutet das erste Glied der Gl. (32) die Querkraft V_m in Lamellenmitte, das zweite Glied nach Gl. (24) den Querkraftanteil V_b der Bügel. Gl. (32) geht damit über in:

$$Z_v = \frac{v \cdot \cos\varphi}{z} (V_m - V_b) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (33$$

oder

$$Z_v : (V_m - V_e) = v \cos\varphi : z \quad \ldots\ldots\ldots \quad (34$$

In Abb. 11 gehöre die Lamellenlänge v zu dem unter φ geneigten Eisen. Über der Geraden I, II sind die Querkräfte als Ordinaten aufgetragen. Die Querkraft in der Lamellenmitte ist V_m = V, VII. Der Querkraftsanteil V_b der Bügel muß nach Gl. (24) berechnet und über I, II aufgetragen werden, so daß V_b = V, VI. Es wird mithin

$$VI - VII = V_m - V_b$$

Nun zieht man durch den Punkt I die Gerade I, III parallel dem abgebogenen Eisen und fällt vo ein Lot auf I, III, also

$$I, III \parallel Z_v, \quad II, III \perp Z_v.$$

In dem $\triangle$ I II III hat die Kathete I III die Länge $v \cdot \cos\varphi$ Weiter trage man von I aus die Länge z nach abwärts, so daß

$$I\,IV = z$$

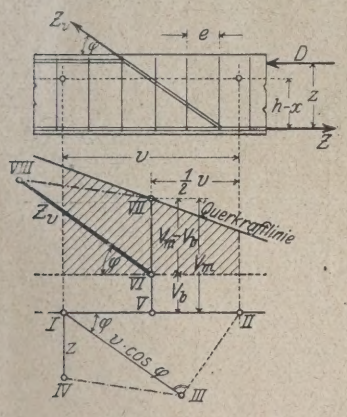


Abb. 11.

und verbinde die Punkte III und IV. Man erhält nun die gesuchte schiefe Zugkraft Z_v, indem man durch VI parallel dem abgebogenen Eisen, durch VII parallel zu IV III zieht. Die beiden Parallelen schneiden sich im Punkte VIII. Die Strecke VI—VIII entspricht der schiefen Zugkraft Z_v, weil die Dreiecke VI VII VIII und I IV III infolge Übereinstimmung aller Winkel ähnlich sind. Wegen der Ähnlichkeit ist, wie Gl. (34) verlangt,

$$Z_v : (V_m - V_b) = v \cdot \cos\varphi : z.$$

Die Kraft Z_v ist in demselben Maßstab zu messen, in dem die Querkräfte gezeichnet sind.

Sind keine Bügel vorhanden oder will man die Bügelwirkung vernachlässigen, so nehme man $V - VI = V_b = o$. Es fallen bei der Konstruktion die Punkte V und VI dann aufeinander.

In Abb. 12 ist die beschriebene Konstruktion im Zusammenhang für ein freies Balkenauflager durchgeführt. Es seien 3 nicht parallel abgebogene Eisen vorhanden. Am Querschnitt IV ist die Schubspannung $\tau = 4$ kg/cm²; die zugehörige Querkraft hat die Größe $V_4 = 4 \cdot b_0 \cdot z$. Wir halbieren die Eisenentfernungen in der Nullinie und erhalten durch die Halbierungspunkte die zu jedem Eisen gehörige Breite v_1, v_2 und v_3. Zwischen den Schnitten III und IV wirke eine Einzellast P, die in der Querkraftlinie einen Sprung verursacht. In Abb. 12 ist der zum innersten Eisen gehörige Streifen v_3 in 2 Teilstreifen v_3' und v_3'' zerlegt. Denselben entsprechen die beiden

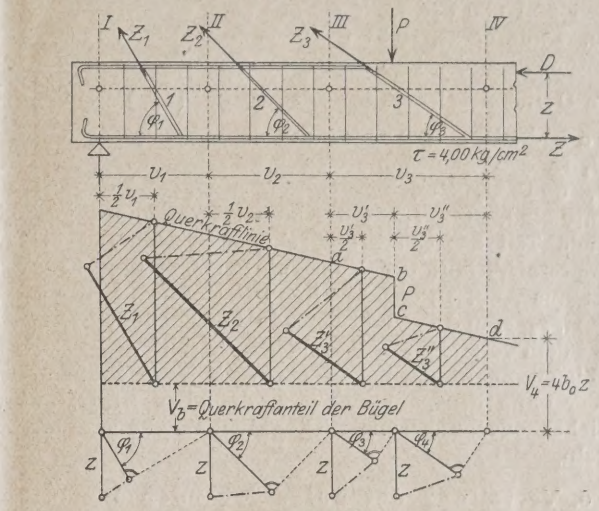


Abb. 12.

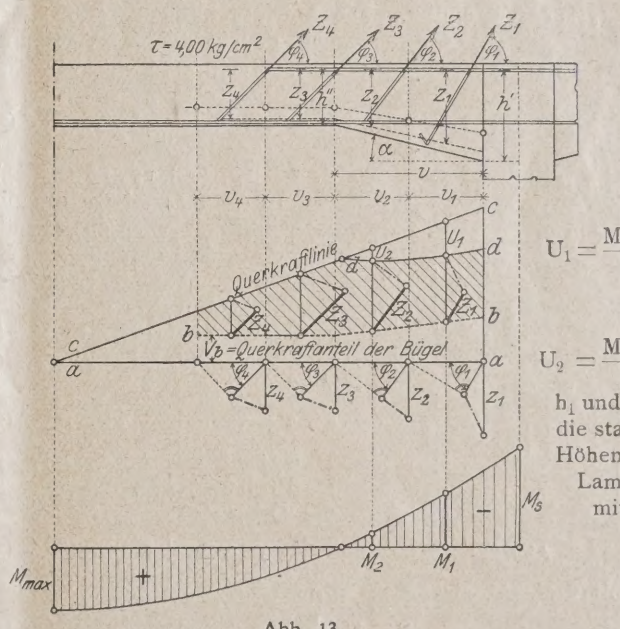


Abb. 13.

$$U_1 = \frac{M_1 \cdot \tan\alpha}{h_1}$$

$$U_2 = \frac{M_2 \cdot \tan\alpha}{h_2}$$

h_1 und h_2 sind die statischen Höhen in den Lamellenmitten.

schiefen Zugkräfte Z_3' und Z_3'', die beide von dem dritten unter φ_3 geneigten Eisen aufgenommen werden müssen. Für dieses dritte Eisen ist mithin $Z_3 = Z_3' + Z_3''$. Man hätte auch an Stelle des gebrochenen Linienzuges a, b, c, d eine ausgleichende Kurve a d setzen können, mit welcher man unmittelbar eine mittlere Querkraft gewonnen hätte. Die Konstruktion der schiefen Zugkraft Z_3 würde dann wie in den beiden Randstreifen verlaufen.

Abb. 13 stellt die Ermittlung der schiefen Zugkräfte eines eingespannten Lagers mit veränderlicher Höhe dar unter Be-

rücksichtigung der Bügelwirkung. Von der Grundlinie a a sind zunächst nach aufwärts die Querkräfte aufgetragen, wodurch der Linienzug c c entsteht (im Falle der Figur eine Gerade). Infolge der Bügel, die mit gleichbleibender Entfernung e angenommen, zur Entlastung der Figur aber nicht gezeichnet wurden, werden die Querkraftanteile V_b getilgt, die nach Formel (24) berechnet und über a a im Linienzuge b b aufgetragen sind. Nunmehr müssen die Querkraftverminderungen U ermittelt und von der Linie c c aus nach abwärts aufgetragen werden. Dadurch entsteht — im Falle der Abb. 13 über dem Momentennullpunkt beginnend — der Linienzug d d. Die Größen U finden sich mit Hilfe der Formel (13a), in der $\frac{h' - h''}{v} = \tan\alpha$ bedeutet. Es wurden auf diese Weise die Kräfte U_2 und U_1 in den Lamellenmitten bestimmt.

U_1 und U_2 sind negativ, weil M_1 und M_2 negative Momente sind. Der für die schiefen Zugspannungen übrigbleibende Teil der Querkraftfläche ist in Abb. 13 schraffiert. Der weitere Verlauf der Konstruktion bietet nichts Neues und ist aus Abb. 13 ersichtlich. Die Hebelarme der inneren Kräfte z_1, z_2, z_3 und z_4 sind immer in Lamellenmitte gemessen.

Mit dem vorstehend angegebenen Verfahren ist es möglich, die schiefen Zugkräfte bei gegebener Eisenlage für Auflager mit oder ohne Einspannung, mit oder ohne Bügel, mit veränderlicher oder unveränderlicher Balkenhöhe graphisch zu ermitteln.

6. Verteilung der aufzubiegenden Eisen.

a) Veränderliche Querschnittshöhe.

Zunächst wird der allgemeine Fall der veränderlichen Querschnittshöhe unter Berücksichtigung der Bügelwirkung behandelt. Nach den vorher angegebenen Formeln sind gefunden Schubspannung τ' am Querschnitt I, τ'' am Querschnitt II und die Bügelschubspannung τ_b. Zur Aufnahme der schiefen Zugkraft stehen m abgebogene Eisen vom Einzelinhalt f_e zur Verfügung. Die Beanspruchung dieser m Eisen bei gleichmäßiger Verteilung der schiefen Zugkraft auf sie ist

$$\sigma_e = \frac{Z_v}{m \cdot f_e} \quad \ldots \quad (36$$

Z_v aus Gl. (28), τ_b aus Gl. (25).

In Abb. 14 ist der auf die aufgebogenen Eisen entfallende Teil der Schubspannungsfläche schraffiert. Zum Zwecke der gleichmäßigen Verteilung der schiefen Zugkraft auf die m Eisen bilde man die Hilfsgrößen

$$s = \tau' - \tau_b \text{ und } t = \tau'' - \tau_b \quad . \quad (37$$

Nun trägt man in beliebigem Maßstab mit ½ v als Abszisse die Ordinate

$$y_m = 3s + t \quad \ldots \quad (38$$

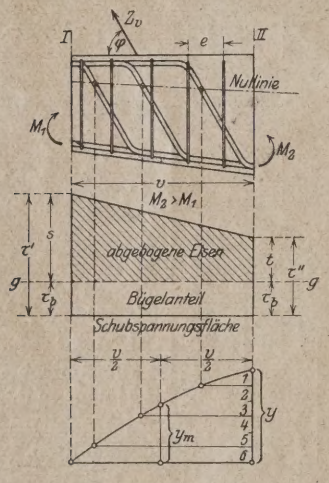


Abb. 14.

und mit v als Abszisse die Ordinate

$$y = 4(s + t) \quad \ldots \quad (39$$

auf und zieht den zugehörigen Parabelbogen. Die von dem Parabelbogen begrenzten Ordinaten entsprechen dem Flächeninhalt des schraffierten Querschnittsteiles, der zwischen der Senkrechten I und der Senkrechten durch die betreffende Ordinate gelegen ist. Die Ordinate y wird in 2 m gleiche Teile geteilt. Die Wagerechten durch die Teilpunkte 1, 3, 5, schneiden auf dem Parabelbogen die Punkte aus, über denen die m abgebogenen Eisen die Nullinie kreuzen müssen. Damit ist die Aufgabe allgemein gelöst, die schiefe Zugkraft des Balkenstückes von der Länge v auf die m abgebogenen Eisen gleichmäßig zu verteilen.

Will man die Bügelwirkung vernachlässigen, so wird in der vorbeschriebenen Konstruktion $\tau_b = 0$ und damit $s = \tau'$ und $t = \tau''$.

b) Unveränderliche Querschnittshöhe.

Ist für den betrachteten Balkenteil keine Momentenlinie gezeichnet, so verfahre man, wie vorstehend unter a angegeben. Ist dagegen die Momentenlinie gezeichnet, so gestaltet sich die Aufteilung der abzubiegenden Eisen besonders einfach.

α) Freie Endauflagerung ohne Bügelwirkung.

Man sucht zunächst den Querschnitt, an welchem die Schubspannung $\tau = 4$ kg/cm² beträgt (Abb. 15). Die Querkraft hat daselbst die Größe

$$V_4 = b_0 z \cdot 4 \quad \ldots \quad (40$$

Der zugehörige Querschnitt IV habe die Entfernung x_4 vom Stützpunkt. Das Biegungsmoment am Schnitt IV ist M_4. Dann ist bei m abgebogenen Eisen vom Einzelquerschnitt f_e und vom Durchmesser d_s die Eisenspannung

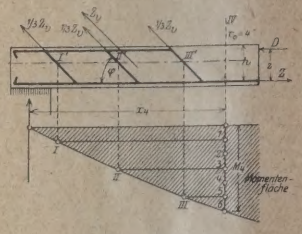


Abb. 15.

$$\sigma_e = \frac{\cos\varphi \cdot M_4}{m \cdot f_e \cdot z}; \qquad \text{wenn } \varphi = 45^\circ: \quad \sigma_e = \frac{0{,}9 \cdot M_4}{m \cdot d_s^2 \cdot z} \quad \ldots \quad (41$$

Nun teilt man M_4 in 2 m gleiche Teile (in Abb. 15 m = 3), schneidet durch die Teilpunkte 1, 3, 5, ... parallel zur Schlußlinie auf die Momentenlinie und erhält die Punkte I, II, III, über denen die abgebogenen Eisen die Nullinie schneiden müssen.

β) Endauflagerung mit Bügelwirkung.

Dem Bügelanteil in der Schubspannungsfläche entspricht am Querschnitt IV ein Momentenabzug (Abb. 16):

$$M_b = V_b \cdot x_4 = x_4 \cdot \frac{1885 \cdot d_b^2 \cdot z}{e} \quad \ldots \quad (42$$

(in kg/cm). In Fig. 16 ist V—VI = M_b; nun teilt man $M_4 - M_b$ = VI—VII in 2 m Teile und verfährt weiter, wie unter α) angegeben, indem durch die Teilpunkte 1, 3, 5 Parallelen zu o—VI gezogen werden. Sie schneiden die Momentenlinie in I, II, III. Über diesen Punkten liegen auf der Nullinie die Schnittpunkte I', II'' und III' der abgebogenen m Eisen.

d_b = Durchmesser der Bügel in cm.

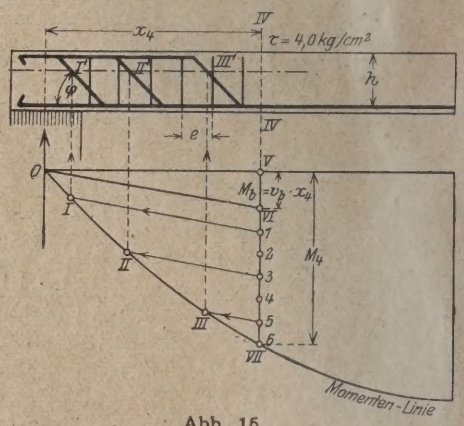


Abb. 16.

γ) Innenauflager eines durchlaufenden Trägers ohne Bügelwirkung.

In Abb. 17 hat der Säulenrand die Entfernung y_1, der Querschnitt IV mit $\tau = 4$ kg/cm² die Entfernung y_4 vom Säulenmittel. Es müssen auf der Strecke $v = y_4 - y_1$ alle Schubspannungen den m abgebogenen Eisen zugewiesen werden. Die Beanspruchung der Eisen ist

$$\sigma_e = \frac{\cos\varphi \cdot (M_4 - M_1)}{m f_e \cdot z}. \quad \text{Ist } \varphi = 45^\circ: \quad \sigma_e = \frac{0{,}9\,(M_4 - M_1)}{m\, d_s^2 \cdot z} \quad (43$$

Hierin ist im Falle der Figur M_1 eine negative Größe. In der Figur erhält man $(M_4 - M_1)$ als Strecke III—V, wenn

man den Punkt I parallel zur Schlußlinie auf den Querschnitt IV schneidet. Nun teilt man die Strecke III—V in 2 . m gleiche Teile, projiziert die Teilpunkte 1, 3, 5, ... parallel der Schlußlinie s auf die Momentenlinie und zieht Vertikale durch diese Schnittpunkte. Man erhält auf diese Weise in der Nullinie Punkte der unter dem Winkel φ abzubiegenden Eisen.

d_s = Durchmesser der abgebogenen Eisen in cm.

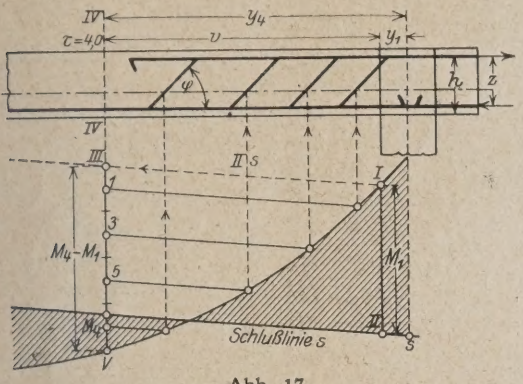


Abb. 17.

δ) Innenauflager eines durchlaufenden Trägers mit Bügelwirkung.

Die Konstruktion verläuft ähnlich, wie unter β) vorher beschrieben. Für die abgebogenen Eisen kommt das Moment ΔM in Betracht:

$$\Delta M = M_4 - M_1 - V_b \cdot v \quad \ldots \quad (44$$

$$V_b = \frac{1885 \cdot d_b^2 \cdot z}{e} \quad \ldots \quad (24$$

$$M_b = V_b \cdot v \quad \ldots \quad (45$$

In der Abb. 18 erhält man zunächst, indem I—III parallel zur Schlußlinie s, auf der Senkrechten IV—IV das Moment

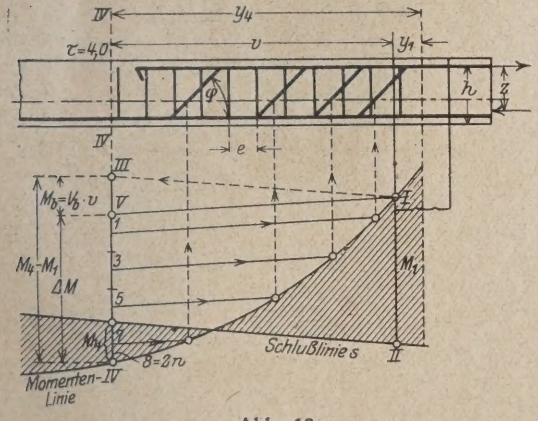


Abb. 18.

Haftspannungen nur die halbe Querkraft einzusetzen ist wenn die Eisen „nach der einfachen oder mehrfachen Strebenanordnung abgebogen" sind. Diese Ausdrucksweise hat der „einfachen" und der „doppelten Strebenanordnung" zu einem unverdienten Heiligenschein verholfen. In Wirklichkeit sind die „einfache und doppelte Strebenanordnung" zwei Sonderfälle der Eisenführung, die nur bei konstanter Querkraft statisch verständlich, in allen anderen Belastungsfällen dagegen als ganz unzweckmäßig mit Entschiedenheit abzulehnen sind.

Einfache Strebenanordnung entsteht, wenn nach Abb. 19

$$2z = v \text{ und } \varphi = 45^0.$$

Nach Formel (28) findet man die schiefe Zugkraft für ein aufgebogenes Eisen unter Vernachlässigung der Bügelwirkung zu

$$Z_v = v \cdot \cos 45^0 \cdot b_0 \cdot \tau = \frac{1}{2}\sqrt{2} \cdot b_0 \, v \, \tau,$$

$$v = 2z,$$

$$Z_v = \sqrt{2} \cdot b_0 \cdot z \cdot \tau = V \cdot \sqrt{2}.$$

Die Konstruktion nach Abb. 11 liefert für die Gerade III—IV eine Wagrechte und deshalb für die schiefe Zugkraft V in Übereinstimmung mit der Rechnung $Z_v = V \cdot \sqrt{2}$ (vgl. Abb. 19).

„Doppelte Strebenanordnung" entsteht, wenn

$$z = v \text{ und } \varphi = 45^0 \text{ (Abb. 20).}$$

Für diesen Sonderfall ist nach Formel (28) unter Vernachlässigung der Bügelwirkung

$$Z_v = z \cdot \frac{1}{2}\sqrt{2} \cdot b_0 \cdot \tau = V \cdot \frac{1}{2}\sqrt{2}.$$

Die Konstruktion nach Abb. 11 liefert mit $v = z$ und $\varphi = 45^0$ für die Gerade III—IV eine unter 45^0 ansteigende Linie und deshalb $Z_v = 0{,}707\ V$ (vgl. Abb. 20).

Im allgemeinen nehmen Querkräfte und Schubspannungen, die die schiefen Zugkräfte auslösen, nach dem Auflager an Größe zu. Steht nun eine bestimmte Anzahl Eisen gleicher Stärke zum Aufbiegen zur Verfügung, so wird man

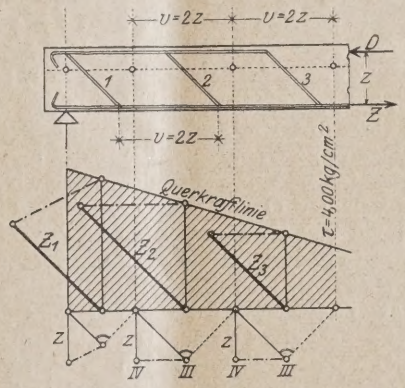


Abb. 19.

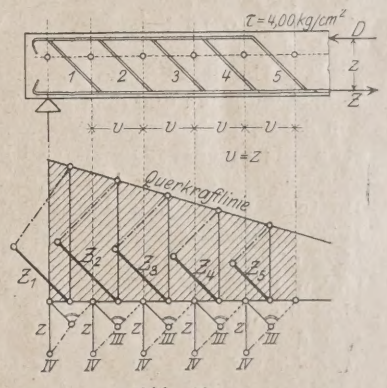


Abb. 20.

$M_4 - M_1$ = III—IV. Nun muß man den Bügelanteil $M_b = V_b \, . \, v$ errechnen und als Strecke im Momentenmaßstab von III aus nach abwärts tragen. M_b = III—V; dadurch gewinnt man die Strecke V—IV = ΔM. Man teilt sie in 2 . m gleiche Teile, projiziert die Teilpunkte 1, 3, 5, .. parallel I—V auf die Momentenlinie und zieht die Senkrechten durch diese Schnittpunkte bis zur Nullinie. Die so erhaltenen Nullinienpunkte sind Punkte der abzubiegenden m Eisen gleichen Querschnittes f_e.

d_b = Durchmesser der Bügel in cm.

7. Die „einfache" und „doppelte Strebenanordnung" der abgebogenen Eisen.

In § 18, Punkt 11 der deutschen Eisenbeton-Bestimmungen vom Januar 1916 wird angeordnet, daß bei Berechnung der

sie zweckmäßig so verteilen, daß jedes Eisen einen gleich großen Kraftanteil erhält, d. h. man muß die Abstände der aufgebogenen Eisen nach dem Auflager hin verringern. Die „einfache oder doppelte Strebenanordnung" ist in den meisten Fällen statisch höchst unzweckmäßig, weil sie unveränderliche Eisenabstände zur Folge hat.

Ganz irrig ist es, die schiefen Zugkräfte nach der Fachwerktheorie ermitteln zu wollen (vgl. Schubsicherung der Eisenbetonbalken von H. Schlüter), indem die abgebogenen Eisen als gezogene Wandstäbe eines Parallelträgers angesehen und die fehlenden Druckstäbe durch den Beton der Rippe ersetzt werden. Ein solches Verfahren ist ganz willkürlich und führt zu unrichtigen Ergebnissen. Es ist statisch nicht erlaubt, auf allseitig von Beton umschlossene Eisen eines Verbundkörpers Fachwerkgesetze anwenden zu wollen.

8. Schlußbemerkung.

Die hier angegebene Bügelberechnung ist empirisch (Formel 22); sie wurde hier benutzt, weil sie u. a. in Prof. Dr. Gehlers Erläuterungen zu den deutschen Eisenbetonbestimmungen empfohlen ist. Die gleichmäßige Verteilung der schiefen Zugkraft auf die abgebogenen Eisen muß einen bestimmten Belastungszustand voraussetzen, z. B. gleichmäßig verteilte Nutzlast. Dieser untersuchte Zustand ist jedoch nur eine der vielen Möglichkeiten, die für die Angriffsweise beweglicher Lasten praktisch wirklich eintreten werden. Es ist deshalb nicht zu empfehlen, den Genauigkeitsgrad in der Verteilung der aufgebogenen Eisen allzuhoch zu steigern.

ERDRUTSCH AN DER SÜDKÜSTE VON ENGLAND.

Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Mitglied des Reichs-Patent-Amtes, Berlin.

Ein Erdrutsch von außerordentlicher Mächtigkeit, dessen Folgen heute noch nicht vollständig beseitigt sind, hat sich im Dezember 1915 an der Südküste von England in der Nähe von Folkestone ereignet und die von ihm betroffene Eisenbahn nach Dover so beschädigt, daß sie erst im August 1919 wieder in Betrieb genommen werden konnte. Die jetzt geschaffene Verbindung soll nur ein einstweiliger Ersatz für die verschüttete Strecke sein. Jedenfalls soll die alte Strecke aufgegeben werden, weil man es für unmöglich hält, sie dauernd so zu befestigen, daß eine Wiederholung der Verschüttung ausgeschlossen bleibt. Seit 1765, bis wohin die zuverlässigen Nachrichten zurückreichen, sind an der Unfallstelle zehn große Rutschungen vorgekommen, von denen sieben in der Zeit nach 1844, dem Jahre der Betriebseröffnung der Eisenbahn Dover—Folkestone, fallen. Derjenige von 1915 war aber der folgenschwerste von allen.

Schon einige Tage vor dem Unfall trat nach anhaltendem Regen eine kleine Rutschung auf; infolgedessen wurde die gefährdete Stelle dauernd bewacht, und es gelang, einen Zug von Folkestone, der sich im Augenblick des Beginns der großen Rutschung der Unfallstelle näherte, rechtzeitig zum Halten zu bringen. Der Oberbau war aber bereits so stark in Bewegung, daß der Zug nicht zurückfahren konnte; die Reisenden mußten aussteigen und sich zu Fuß entfernen. Der Zug blieb stehen und konnte, obgleich das Gleis, auf dem er stand, stark verworfen war, nach einigen Tagen — ebenso wie die Reisenden ohne Schaden oder Verletzung — zurückgeholt werden.

Die Unfallstelle liegt zwischen zwei Tunneln, dem Martello-Tunnel im Osten und dem Abbotschliff-Tunnel im Westen. Die von der Rutschung betroffene Strecke der Eisenbahn beginnt etwa 165 m vom Tunnelmund des ersteren, ist etwa 3,2 km lang und endigt etwa 260 m vor dem letzteren Tunnel. In der Breite erstreckt sich die Rutschung von der Oberkante der Klippen, die wie die bekannten Klippen von Dover steil ins Meer abfallen und ein Wahrzeichen der englischen Südküste bilden, bis etwa 230 m weit über die Niedrigwasserlinie in das Meer hinaus. Die größte Breite beträgt 695 m, und die ganze von der Rutschung betroffene Fläche umfaßt 63 ha. Die Eisenbahngleise sind dabei etwa 48 m seewärts verschoben worden; mit ihnen ist die Haltestelle Warren, die ihre Bezeichnung nach den gleichnamigen Klippen trägt, um das gleiche Maß gewandert.

Seit dem Bestehen der Eisenbahn hat das Meer beständig an der Küste genagt und ist dabei an einigen Stellen 80 m landeinwärts vorgedrungen. In den letzten Jahren ist dem einerseits durch Uferbefestigungen entgegengetreten worden, anderseits sind die vom Lande abfließenden Wässer so abgeführt worden, daß sie keinen Schaden mehr anrichten können. Alle zu diesem Zweck geschaffenen Anlagen sind jetzt zerstört worden.

Die Gründe für die zahlreichen Rutschungen, unter denen die in Frage kommende Stelle gelitten hat, ist in der geologischen Gestaltung der Küste zu suchen, die Gleichgewichtsstörungen außergewöhnlich begünstigt. Die dort zutage tretende Kreide steht auf einer stark abfallenden Mergelschicht. Der Druck, den sie auf letztere ausübt, schwankt stark mit dem Wassergehalt der Kreide. Wenn diese im Sommer ausgetrocknet ist und sich mit dem Eintritt der nassen Jahreszeit voll Wasser saugt — sie nimmt bis 40% ihres Rauminhalts an Wasser auf —, so wird die Belastung des Untergrunds schnell gesteigert, und die Gefahr des Rutschens ist daher im Herbst besonders groß. Dazu kommt die spülende Wirkung der See und die sowohl von ihr als von der Kreide ausgehende Anfeuchtung des Mergels, die geradezu als Schmiermittel wirkt. Endlich wird das Eintreten von Bewegungen noch dadurch begünstigt, daß die Oberfläche des Mergels stellenweise unter dem Meeresspiegel liegt, daß also beim Steigen und Fallen des Meeres bei Ebbe und Flut der Auftrieb und damit die Belastung der Mergelschicht durch die Kreide sich beständig ändert.

Der Wiederaufnahme des Betriebes auf der verschütteten Strecke mußten sehr umfangreiche Erdarbeiten vorausgehen, die — wahrscheinlich wegen des Mangels an Arbeitskräften — erst nach Beendigung des Krieges in Angriff genommen werden konnten. Es mußten über 62 000 cbm Massen gewonnen werden, und da nur etwa 13 000 cbm zur Auffüllung von Dammstrecken nötig waren, wurden die übrigen, sehr beträchtlichen Massen ins Meer gestürzt. Trotzdem ist die alte Eisenbahnstrecke nicht wieder hergestellt worden; man hat vielmehr eine neue Führung der Strecke gesucht, bei der die auszuführenden Erdarbeiten ein Mindestmaß erreichten und hat es dabei in Kauf nehmen müssen, daß die steilste Neigung, die vorher 1 : 264 war, um ein geringes Maß auf 1 : 220 erhöht wurde. Der kleinste Krümmungshalbmesser der neuen Strecke ist 800 m; sie kann also immer noch von den schnellfahrenden Zügen ohne besondere Vorsichtsmaßregeln befahren werden. Die Strecke folgt jetzt soweit als möglich der verdrückten Lage des alten Einschnitts; diese Linienführung war natürlich erheblich billiger zu bauen, als wenn man darauf ausgegangen wäre, die alte Strecke nach Grundriß- und Höhenlage wieder herzustellen, sie wird aber nur als eine einstweilige Lösung der Aufgabe, die der Landrutsch gestellt hat, angesehen. Mit der Wiederaufnahme des Betriebes auf der Strecke Folkestone—Dover ist eine sehr lästige Betriebsstörung beseitigt worden; betraf sie doch die verkehrsreiche Strecke London—Dover, deren Verkehr während der ganzen, über vier Jahre dauernden Unterbrechung auf den Weg über Chatham und Faversham umgeleitet werden mußte. Die damit verbundene Überlastung der letzteren Strecke, die an sich gegenüber der Verbindung London—Dover über Tonbridge—Folkestone an Bedeutung zurücksteht, war um so empfindlicher, als alle englischen Eisenbahnen während des Krieges ganz außerordentlich in Anspruch genommen werden mußten.

Ebenso wie an der hier besprochenen Stelle gehen auch an den bekannten Klippen von Dover beständig Abbröckelungen vor sich. Hier reicht aber die Kreide bis tief unter den Meeresspiegel und steht infolgedessen sicher auf dem Mergel. Rutschungen kommen daher hier nicht vor, aber die von der Oberfläche ausgehenden Zerstörungen durch Wind und Wetter sind sehr erheblich. Die weißen Klippen von Dover haben infolgedessen in den letzten Jahren eine stark veränderte Gestalt angenommen.

DER GEDANKE DER „WISSENSCHAFTLICHEN BETRIEBSFÜHRUNG" IM DEUTSCHEN BAUWESEN.

Von Dr.-Ing. Max Mayer.

Daß man wissenschaftliche Gedanken mit Lebewesen vergleichen kann, daß für ihr Entstehen, Wachsen und Anpassen, für Auslese und Daseinskampf unter ihnen greifbare Gesetze gelten, hat uns Ernst Mach gezeigt.

Wollte man in gleicher Weise eine Biologie der technischen und industriellen Neugedanken aufstellen, so könnte man von einer gewissen Klasse tiefgreifend umwälzender Ideen sagen, daß sie gleich dem Schmetterling eine deutliche Metamorphose durchmachen. Nach ihrer ersten gründlichen Erprobung und Verwirklichung durch den Erfinder werden sie der Öffentlichkeit gezeigt, in Mitteilungen, die sich oft an Oberflächlichkeit, Übertriebenheit, Einseitigkeit und in vielen Schiefheiten stark gleichen, durch die ganze Presse einem breiten Publikum vorgelegt und von diesem, zum Teil unter lebhaftem Erfassen des Neuen, erregt diskutiert; die Fachwelt steht abwartend, zweifelnd, wenn nicht schroff ablehnend gegenüber. Alsdann tritt eine Wandlung ein; die Teilnahme der Öffentlichkeit flaut ab, die Fachwelt fängt zunehmends an, sich ernstlich mit der Sache zu beschäftigen. Die Sache selbst entwickelt sich dabei wesentlich, entpuppt sich aus einem befremdend kühnen Gedanken als ein naheliegendes oder selbstverständliches Hilfsmittel der Praxis, gewöhnt sich an die verschiedenen Formen, die sie für die wirksame Verwertung unter wechselnden Verhältnissen annehmen muß, flüchtet aus der Tageszeitung in die Fachzeitschrift, wo sie in immer weniger auffälligen Zusammenhängen auftritt und immer vielseitiger verwächst, bis sie schließlich Gemeingut wird und altert.

Taylors Idee von wissenschaftlicher Betriebsführung, was ihren Ableger in Deutschland betrifft, hätte dieses Wachstum durchgemacht, wenn es nicht durch den Weltkrieg gestört worden wäre, der auch sie auf Unterernährung setzte, während er ihre Brüder in Feindesland wuchern ließ. Doch sind wir heute wohl so weit, daß wir sagen können: Es wird jetzt weniger davon geredet und mehr daran gearbeitet.

Leider gilt das nur vom Maschinen- und Fabrikgroßbetrieb; im Bauwesen scheint die Leistung für die neue Sache noch zum großen Teil im Reden zu liegen.

In den vielen Zeitungsnachrichten über Taylors Anregungen war kaum einmal von des Taylorschülers Gilbreth Studien über das Ziegelvermauern die Rede, niemals von sonstigen Arbeiten im Bauwesen. Taylors Baubücher wird man noch heute schwerlich in einer deutschen öffentlichen Bibliothek finden, und ich muß nach zahlreichen Leihgesuchen annehmen, daß selbst heute noch nur ganz wenige Stücke davon in Deutschland sind.

Mein Vortrag in Stuttgart über „Die Anregungen Taylors für den Baubetrieb" 1914, erweitert abgedruckt im Armierten Beton und als Sonderdruck im Buchhandel (gegenwärtig vergriffen), war meines Wissens der erste Versuch einer Auswertung für die deutsche Fachwelt. Was ich für eine Wiederholung des Vortrages in Hamburg (vergl. Armierter Beton, März 1918) an neuem amerikanischen Material erhielt, traf verspätet ein, ist aber in meinen späteren Arbeiten berücksichtigt. Verhandlungen wegen der Übersetzungsrechte für Taylors Betonbücher, die der für die Taylorsache stets kräftig eintretende Verlag von J. Springer anbahnte, erwiesen sich schwierig und gerieten nach Kriegsausbruch ins Stocken.

Die Arbeiten Taylors und seiner Schüler gründlich kennen zu lernen war freilich zunächst die ausschließliche Aufgabe, konnte aber doch nur eine erste vorbereitende Stufe bilden. Daß unser Ziel eine deutsche Wissenschaft vom Baubetrieb sein muß, dafür fand ich die erste äußere Anregung in einem Brief von Dr. Probst im März 1914. Damals schien die Lösung einer so umfassenden Aufgabe noch fern zu liegen. Der Krieg brachte indes bald neue Ausblicke für die Sache; hier fehlt aber eine allgemeine Übersicht und ich kann nur selbsterlebte Beispiele anführen.

Der Generalstab des deutschen Heeres hatte bei der Vorausberechnung der Befestigungsarbeiten, die vom ersten Mobilmachungstag ab auf deutschem Boden durchzuführen waren, für den Zeitbedarf der einzelnen Leistungen nur beiläufige Angaben, keine Zahlen, die auf Zeitstudien nach amerikanischem Muster beruht oder die veränderten Umstände berücksichtigt hätten. Als stellvertretender Ingenieuroffizier der Festung Neubreisach stellte ich fortlaufend auf meinem Abschnitt die Leistungen fest und schloß das eingehende Zahlenmaterial meines diesbezüglichen Berichtes mit der Feststellung, daß z. B. bei den Erdarbeiten durchschnittlich sich der wirkliche Zeitbedarf zu dem im Mobilmachungsplan vorgesehenen zu dem beim Unternehmer gewohnten wie 4,4 : 1,65 : 1 verhielt. Die Unkenntnis der von den Armierungs- und sonstigen Truppen zu erwartenden Leistungen führte zu einer Täuschung über den erreichbaren Fortschritt der Arbeiten; ganz abgesehen davon, daß die Grundsätze der wissenschaftlichen Betriebsführung für diesen Ausnahmefall viel zweckmäßigere Betriebsformen nahegelegt hätten, wie sie z. B. ähnlich erst in den letzten Wochen vor dem Waffenstillstand 1918 mit Zeitakkord und dergl. versucht worden sind.

Nachdem eine der umfangreichen Bauausführungen für das Hindenburgprogramm 1916/17 mir Gelegenheit gegeben hatte, eine auffallende Beschleunigung der Arbeiten schon durch die improvisiertesten Maßnahmen betriebswissenschaftlicher Art in der Betriebseinrichtung, Arbeitseinteilung und Menschenbehandlung zu erreichen, sowie auch vollgültige Leistungs- und Zeitstudien vorzunehmen, unterbreitete ich im März 1918 der Reichsleitung Vorschläge für eine amtliche Durchführung der einschlägigen Forschungen. Zu deren näheren Behandlung setzte die preußische Akademie des Bauwesens einen Ausschuß ein, mit dem ein Sonderausschuß des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton" zusammen arbeitet. Neben einer Förderung von deutschen Bearbeitungen der amerikanischen Literatur ist beabsichtigt, bei großen Ingenieurbauten des Staates fürs erste Studien über zweckmäßige Betriebseinrichtungen und Transportanlagen vornehmen zu lassen.

Schon von länger her findet sich in der deutschen Baupraxis besonders an vereinzelten Neuerungen manches, was ganz in der Richtung der amerikanischen Bestrebungen liegt und teils auf Anregungen von dorther zurückgeht, teils selbständig entstanden ist. Ich erwähne hier nur, daß eine süddeutsche Firma schon seit Jahren das Verfahren des Betongießens durch verstellbare Rinnen von einem zentralen Turm aus mit bestem Erfolg anwendet, daß eine andere mit dem Flechten der Armierungen außerhalb der Schalung auf besonderen Gestellen, mit dem mechanischen Zumessen der Betonmaterialien aus den Vorratsbunkern und ähnlichem bemerkenswerte Versuche gemacht hat.

Deutsche Wissenschaft hat im letzten Jahrzehnt von der theoretischen Seite her manche Ergebnisse geliefert, die heute als wichtige Beiträge zur Betriebswissenschaft anzusehen sind. Der Hauptteil davon betrifft die angewandte Psychologie, die Psychotechnik; von den einschlägigen Arbeiten stammen die wichtigsten von Münsterberg, Dück, Piorkowski und Moede; sie handeln von Berufskunde, von Auslese und Eignungsprüfung der Betriebsteilnehmer und von einer der seelischen Eigenart des Arbeiters angepaßten Einteilung und Anordnung aller Betriebsvorgänge und Begleitumstände.

Wie wichtig es ist, aus allen solchen Ansätzen eine einheitliche Wissenschaft vom Baubetrieb zu entwickeln, zeigt Geheimrat Max Foerster in der eben erscheinenden dritten Auflage seines „Taschenbuches für Bauingenieure", mit welcher zum ersten Male eine Enzyklopädie des Ingenieurbauwesens das Kapitel der neuzeitlichen Betriebswissenschaft als wesentlichen Bestandteil anerkennt.

Die Anteilnahme an den neuen Bestrebungen hat an Verbreitung in der Fachwelt stark zugenommen, seit im Sommer 1918 die Beratungen der oben genannten Ausschüsse und die dadurch veranlaßten Rundfragen in den beteiligten Körperschaften die allgemeine Aufmerksamkeit darauf lenkten.

Anschließend haben weite Kreise begonnen, Forschungen auf dem Gebiete der wissenschaftlichen Betriebsführung zu organisieren. Der deutsche Betonverein will die Erfahrungen und Ansichten seiner zahlreichen Mitglieder durch ein Rundschreiben vom August 1919 sammeln, der Betonwirtschaftsverband mit Rundschreiben vom September 1919. Professor Gehler hat im Mai 1919 in Dresden eine „Forschungsstelle für arbeitsparenden Baubetrieb" gegründet; von deren Arbeiten ist eine sorgfältig zergliedernde Übersicht von Dr. Riedel über die neue Arbeitswissenschaft sowie Untersuchungen über Lehrlingsausbildung zu erwähnen. Im Juli wurde auch in Berlin eine „Forschungsgesellschaft für wirtschaftlichen Baubetrieb" gegründet, in deren erster Versammlung im August Obering. Becher das von Gilbreth angegebene Maurergerüst aufgebaut hatte. Eine ähnliche Gerüstkonstruktion hatte Noack im Sommer in Dresden ausgestellt.

Das allgemeine Interesse an diesen Neuerungen hängt mit dem starken Veränderungsbedürfnis zusammen, das sich seit dem Herbst 1918 geltend macht. Noch mehr als von der Notwendigkeit höchsten Wirkungsgrades bei aller Arbeitsleistung ist man heute allgemein davon durchdrungen, daß wir mit der Zeit zu besser befriedigenden Formen des Zusammenarbeitens kommen müssen, als sie seit dem November 1918 herrschen. Auch wenn Taylors Grundgedanken nicht durchaus auf ein herzliches, einträchtiges Zusammenwirken der Leitung, der Aufsicht und der Ausführenden gerichtet wären, so hätten wir doch die Betriebswissenschaft schon dazu nötig, verschiedene Formen des Betriebslebens konstruieren und prüfen zu können. Welche Zusammenhänge mit sozialpolitischen Fragen sich hier öffnen können, erweist sich an der nach Dr. Martin Wagners Vorschlägen gegründeten „Bauhütte, soziale Baugesellschaft m. b. H." in Berlin, welche ausdrücklich durch Beseitigung des Unternehmerkapitalismus den Weg frei machen will für Akkordarbeit und wissenschaftliche Betriebsführung.

Für die Durchdringung der Baupraxis mit den neuen Lehren ist die entsprechende Neueinstellung des Fachunterrichtes von größter Wichtigkeit. Der junge Nachwuchs muß es merken, daß er jetzt nicht mehr bloß Kenntnisse an Formeln und Regeln zu erwerben, sondern für die berufliche Gemeinschaftsarbeit sich wissenschaftliche Unterlagen und gute Grundsätze zu eigen zu machen hat. Der Innungsverband deutscher Baugewerksmeister ist es, der die erzieherische Bedeutung der Betriebswissenschaft schon zu Anfang 1918 erfaßt hat und seitdem die Vervollkommnung der Baugewerkschule durch Einfügen der wissenschaftlichen Betriebsführung in die geeigneten Unterrichtsfächer betreibt. Eine gesonderte, wenn auch kurze Behandlung erfuhr die wissenschaftliche Betriebsführung im Baugewerbe einschließlich Typisierung und Normalisierung durch Dipl.-Ing. Leyser in dem Kursus für Städtebau, den das Städtebauseminar der technischen Hochschule Charlottenburg im November 1919 veranstaltete. Ähnliches ist von den bautechnischen Vorträgen des Vereins deutscher Ingenieure in Berlin Oktober 1919 bis Januar 1920 zu erwarten, wofür ein Bericht über „Wirtschaftlichen Baubetrieb" von der Berliner Forschungsgesellschaft zusammengestellt wird. Bezüglich eines Ausbildungskursus über die Eignungsprüfung des industriellen Lehrlings, den der Berliner Bezirksverein deutscher Ingenieure zusammen mit dem Laboratorium für industrielle Psychotechnik der technischen Hochschule Charlottenburg im Oktober 1919 veranstaltete, mußte allerdings festgestellt werden, daß für das Bauwesen Prüfungsverfahren noch nicht durchgearbeitet sind. In den Lehrplänen der technischen Hochschulen scheint die wissenschaftliche Betriebsführung noch keine Rolle zu spielen; der „Ausschuß für Hochschulreform" des Reichsausschusses der akademischen Berufsstände in Berlin beschäftigt sich mit der Frage. Im Unterricht auf höherer und niederer Stufe wird die Betriebswissenschaft in zwei Formen erscheinen müssen: Ihre allgemeinen Grundsätze und Verfahren, die angewandte Psychologie und andere Grenzgebiete sind als getrenntes Lehrfach einzurichten; außerdem muß in allen praktischen Fächern der ganze Lehrstoff von diesen Grundsätzen durchdrungen, ihre Anwendung im Einzelnen gezeigt werden.

Die Hauptsache ist aber für die nächsten Jahre, daß die Fortschritte, die uns durch die wissenschaftliche Betriebsführung in Aussicht gestellt sind, in der praktischen Bautätigkeit geschaffen, verwirklicht und ausgenützt werden. Jetzt ist es freilich noch nötig, daß die neuen Gesichtspunkte, das Wesen und die Grundsätze der Betriebswissenschaft recht viel besprochen und recht weit verbreitet werden. Aber dann muß die stille Kleinarbeit der Vielen einsetzen, muß jeder Betriebsleiter, jeder Bauführer und jede geeignete Aufsichtsperson an seinem Teile sich allmählich in die neue Richtung einstellen, seine tägliche Arbeit von dem erhöhten Gesichtspunkt betrachten und zu verbessern beginnen. So müssen wir uns darauf vorbereiten, daß einmal auch an eingreifende Veränderungen der Betriebsform, für die wir heute noch nicht reif sind, gedacht werden kann. Besonders müssen sich die Bauunternehmer aller Art, von denen in der obigen Schilderung des bisher Geschehenen leider sehr wenig die Rede sein konnte, in den neuen Gedankenkreis einleben. Die Arbeit der Normenausschüsse und der Fachverbände gibt hoffentlich recht viel Anregung dazu.

Auf Angriffspunkte für die tätige Forschungsarbeit im lebendigen Betrieb ist oft genug hingewiesen. Wer eine größere Baustelle unter sich hat, findet Gelegenheit genug, und zum mindesten in den stilleren Tagen, welche sich so häufig in der zweiten Hälfte der Bauzeit einstellen, auch für sich und seine Beamten Zeit, um z. B. bei Transporten, Schalungsvorbereitung, Eisenbiegen oder beim Mischbetrieb Studien über bessere Betriebsformen und Arbeitseinteilungen, über den Zeitbedarf der bisherigen und der verbesserten Anordnungen vorzunehmen und Versuche mit Weisungskarten und mit Prämien, erst für größere, dann für immer kleinere, bis zur Tagesleistung heruntergehende Arbeitsabschnitte anzustellen. Fabrikartige Betriebe auf Lager- und Werkplätzen lohnen die Behandlung nach den neuen Grundsätzen sehr bald. Wer zu vergleichenden Studien auf einer Anzahl von Baustellen Gelegenheit hat, wird zweckmäßig die überall vertretenen Transporteinrichtungen nach Anlage und Wirkungsweise vergleichen. Wer mit Personalveränderungen viel zu tun hat, sollte sich schleunigst über die vorhandenen Arbeiten bezüglich Berufskunde und Eignungsprüfung unterrichten. Bürovorstände werden aus den Grundsätzen der wissenschaftlichen Betriebsführung noch manche Anregung schöpfen können, um durch Ersparnis und Vereinfachung von Nebenarbeiten und Verbesserung der Hilfsmittel den Wirkungsgrad ihrer Betriebe zu erhöhen. Nach dem ersten Einarbeiten wird man bald der weiteren Möglichkeiten genug sehen. Lehrreich ist es, einen vorhandenen Betrieb zergliedernd zu beobachten, über den reinen Zeitbedarf der einzelnen Verrichtungen Zeitstudien aufzunehmen und die Zeitsumme aller wesentlichen Einzelarbeiten mit der aus Wochen- oder Tagesberichten ermittelten Gesamtzeit der betreffenden Leistung zu vergleichen; man wird dann finden, daß die Einzelsumme wegen der Pausen und Störungen und geringfügigen Nebenarbeiten nicht mit einem kleinen Zuschlag zu versehen, sondern beispielsweise mit 2,2 zu multiplizieren ist, um die Gesamtzeit zu berechnen; reichlich Anlaß zur eingehenden Untersuchung und Aufklärung der Differenz!

Was an Beobachtungen und Erfahrungen gesammelt wird, muß dann aber auch, um fruchtbar weiter zu wirken, den Fachgenossen mitgeteilt werden. Viel Uneigennützigkeit ist dazu gar nicht nötig; der Weiterschreitende braucht nicht auf das hinter ihm Liegende eifersüchtig zu sein. Die neue Zeitschrift wird solchen Beiträgen, auch wenn sie sich im engsten Rahmen halten und auf Einzelheiten beschränken, sicherlich gern offenstehen.

UNFALLSTATISTIK DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

Einsturz eines Eisenbetongerüstes.

Ein Fabrikgebäude war als Hallenbau von 36 m Länge, 19,50 m Lichtweite und etwa 17 m Höhe ausgeführt; auf den gemauerten Seitenwänden lag bereits der eiserne Dachstuhl. Innerhalb des Gebäudes in seiner ganzen Länge war ein Eisenbetongerüst von etwa 6 m Breite und 14,8 m Höhe errichtet, bestehend aus Stützen, Streben in verschiedenen Höhen und leichter Decke, die dazu bestimmt war, später Umformeranlagen aufzunehmen. Beabsichtigt war, durch Balken und Zwischenwände dies Gerüst mit den Außenmauern des Gebäudes in Verbindung zu bringen und ihm so Seitensteifigkeit zu verleihen. Diese seitlichen Verbindungen waren aber bislang nur zum kleinsten Teil und nur in der Nähe des Erdbodens ausgeführt, so daß das Gerüst noch fast ganz frei stand. Nachträglich wurde angeordnet, daß das Gebäude unter dem Dachbinder eine Fliegerschutzdecke aus Eisenbeton erhalten sollte. Die Decke des Eisenbetongerüstes wurde benutzt, um die Schalung für die neue Decke zu tragen; zu diesem Zwecke wurden zahlreiche hölzerne Stützen, 5 bis 6 m hoch, in Abständen von 1 m auf die ganze rund 30 m lange Gerüstdecke gestellt. Das Eisenbetongerüst war inzwischen 3 Wochen alt geworden; man glaubte daher, die Schalung der unteren Teile beseitigen zu können. Kurz nachdem dies geschehen war, stürzte die ganze Gerüstdecke ein und durchschlug dabei die darunter befindlichen wagerechten Streben in verschiedenen Höhen. 8 Arbeiter wurden getötet, 18 verwundet.

Der Sachverständige stellte fest, daß die statische Berechnung an sich richtig sei, jedoch hatte man nur mit senkrechter Belastung des Gerüstes gerechnet. Beim Aufstellen der Holzrüstung für die Deckeneinschalung war aber eine wagerechte Beanspruchung im oberen Teile des noch fast ganz frei stehenden Eisenbetongerüstes unvermeidlich gewesen, und dies wurde als Grund des Einsturzes erkannt. Da das Gebäude in größter Eile fertig gestellt werden sollte, hatte man nicht gewartet, bis die geplanten seitlichen Versteifungen des Gerüstes eingebaut waren. Das zunächst eingeleitete gerichtliche Verfahren ist eingestellt worden, da ein Verschulden einer Person nicht als vorliegend zu erachten oder jedenfalls nicht nachzuweisen war. L. M.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Privatdozent Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

Baustoffkunde.

Über die Zerstörungen von Betonbauwerken durch Sickerwässer. Mitteilung der Emschergenossenschaft in Essen durch Baudirektor Helbing und Dr. H. Bach in Essen. Eine außerordentlich wichtige Originalveröffentlichung über die von der Emschergenossenschaft gemachten sehr ungünstigen Erfahrungen mit einem Betontunnel, der eine Schutthalde durchführt. Die Schlacken der Halde haben schwefelsaure Salze an das Grund- und Sickerwasser abgegeben; diese haben den Beton in weitestem Umfange soweit zersetzt, daß er mit der Hand als schmierige Masse abgedrückt werden konnte. Eine völlige Erneuerung des Tunnels (in Klinkermauerwerk) ist nicht zu umgehen gewesen. Bemerkungen über Traß und Hochofenschlacke. Abbildungen Zentralbl. der Bauverw. 1919, Nr. 87.

Einheitsniete. Im Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 92, S. 550 befindet sich eine Besprechung des neuen (2.) Entwurfes des Normenauschusses für die deutsche Industrie zu Normen für Niete, wie er im Septemberheft der Mitt. des Normenausschusses veröffentlicht ist.

Das Verhalten von bewehrtem Beton im Seewasser. Auch im Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 89, S. 533 befindet sich ein Auszug aus der Veröffentlichung über Untersuchungen an 300 Bauwerken in Nordamerika, die in Engineering Record vom 27. XII. 1917 erschienen ist.

Das Verhalten von Beton und Eisenbeton im Seewasser. Nach Veröffentlichungen von R. J. Wig und L. R. Ferguson in Engineering News-Record Bd. 79, Nr. 12, 14, 15, 16, 17 v. J. 1917. Berichtet von Dipl.-Ing. J. Kortlang. Der Bericht steuert zu der noch offenen Frage eine Reihe wertvoller Angaben bei. Arm. Beton 1919, Heft 10 und 11.

Synthetisches Gußeisen. Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 50, S. 1267 entnimmt der Gießereizeitung, daß in Frankreich während des Krieges Gußeisen in großen Mengen aus Altstahl hergestellt worden ist, dem man Kohlenstoff durch geeignete Zuschläge künstlich zugesetzt hat.

Schiffskessel aus Eisenbeton. Kurze Angaben D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 19.

Beton aus Hochofenschlacke. Auseinandersetzung zwischen Prof. Dr. Kleinlogel und dem Verein deutscher Eisenhüttenleute über den Inhalt der gleichnamigen Broschüre Kleinlogels in Stahl u. Eisen 1919, Nr. 50, S. 1559—1561. Vgl. Beton u. Eisen 1919.

Gußbeton. Auszug aus den Mitteilungen von Ing. Franz Feldhaus, Friedenau, im Prometheus vom 26. VII. 1919 über die Anwendung vom Gußbeton im Altertum, im Mittelalter und den letztvergangenen Jahrhunderten. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 102.

Mörteleinspritzmaschinen. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 145 befaßt sich S. 1307—1308, auf einem Aufsatz im Génie civil vom 15. II. 1919 fußend, mit der Entwicklung des Verfahrens und der zugehörigen Maschinen.

Statik und Festigkeitslehre.

Beitrag zur Einspannungsfrage. Von Dr. Leon Wierzbicky in Wien. Verfasser leitet Formeln ab für die Spannungsverteilung längs der Einspannungsstrecke eingebetteten Kragträger, z. B. in Fundamenten von Leitungsmasten, von querbelasteten eingespannten Säulen usw. Arm. Beton 1919, Nr. 11, S. 265 bis 272.

Die Flüssigkeitslinie. Von E. Jakoby, Prof. an der Techn. Hochschule in Riga. Hält man eine schlaffe, dünne Wand oben und unten fest, so stellt sie sich, wenn einseitig Wasserdruck auf sie einwirkt, nach der Stützlinie oder hier besser Seillinie des Wasserdruckes ein; es entstehen nur Zugspannungen. Die Bestimmung dieser Seillinie wird in der Arbeit behandelt, die in dem Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 95, S. 565 bis 567 veröffentlicht ist.

Über Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und Zerschmetterungsfestigkeit. Von Oberbaurat Prof. A. Hanisch, Wien. Verfasser erkennt in dieser Erörterung die Notwendigkeit der Zerschmetterungsprobe für Beton bei zahlreichen Verwendungszwecken an. Die Druck- oder Zugfestigkeit gestaltet durchaus keine Schlüsse auf die Zerschmetterungsfestigkeit. Die Arbeit baut auf Heft II der Mitt. aus der Chem.-techn. Versuchstation von Dr. Hermann Passow, Blankenese, auf. Beton u. Eisen 1919, Nr. 17/18, S. 194 bis 196.

Dimensionierung von Eisenbetonstützen. Dipl.-Ing. Nörregaard, Breslau, gibt auf kleinem Raume in der D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 17 für bügel- und ringbewehrte Säulen auf sehr einfacher Grundlage aufgebaute, jedoch sehr nützliche Tabellen.

Dimensionierung einseitig eingespannter Treppenstufen. Von Ing. Carl Ritter, Klotzsche-Königswald. Einfache Formeln für den eigenartigen Querschnitt der freitragenden Eisenbetonstufe, dessen Druckzone ein Dreieck ist. Die unterste Kante erhält den größten Druck. Kleine handliche Tabellen für $h = a$, f_e und J_x. Arm. Beton 1919, Heft 10.

Berechnung der Biegungsmomente und Bemessung der Wandquerschnitte der Silozelle mit Hilfe des Einspannungsgrades. Von Dr.-Ing. Palen, Obering. d. Fa. Robert Berndt Söhne, Dresden. Der Aufsatz ist der unter gleichem Titel im Verlage von Robert Noske, Borna-Leipzig als Buch erschienenen Dr.-Ing.-Dissertation des Verfassers entnommen. Beton u. Eisen 1919, Heft 16.

Technische Anwendungen der Kreiselbewegung. Von H. Lorenz, Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 49, S. 1224 bis 1231.

Berechnung eines zweigeschossigen Stockwerkrahmens über drei Felder. Von Ing. H. Paeplow, Hamburg. Arm. Beton 1919, Heft 11, S. 272—278 und Heft 12, S. 2. Zurechtmachung von Formeln für den im Titel genannten Fall unter bestimmten Voraussetzungen über die Steifigkeitsverhältnisse.

Berechnung achsial- und gleichförmig querbelasteter Träger. Von Ing. Dr. techn. Julius Ratzersdorfer. Theoretische Abhandlung in der Z. d. Österr. Ing.- u. Arch. Vereins 1919, Heft 45 und 46.

Runde und eiförmige Zementtonröhren, ein Beitrag zur Berechnung und zur Auslegung der Druckversuchsergebnisse. Von Dr. Dr.-Ing. Viktor Lewe, Bromberg. Untersucht werden Eiprofil und Kreisrohr. Berücksichtigt wird nur die Einwirkung lotrechter Lasten. Behandlung nach der Elastizitätstheorie. Berechnung von X, Y und Z. Aufstellung von Tabellen für die Momente, D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 16 und 17, S. 100.

Brückenbau.

— — — —

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

Wilsonbrücke über die Rhone bei Lyon. Über dieses Bauwerk ist schon an verschiedenen Stellen berichtet worden. Vgl. hierüber z. B. Arm. Beton, Literaturschau 19. Im Zentralblatt 1919, Nr. 89, S. 536 erscheint ebenfalls eine kurze Mitteilung sowie ein Querschnitt der neuen Brücke.

d) Eisenbetonbrücken.

Pfeilerauswechslung bei der Traunbrücke im Zuge der Linie Wels—Unterrohr. Von Ing. A. Bierbaumer. Es werden zunächst die Ursachen behandelt, die Pfeilerauswechslungen veranlassen können. a) Mangelhafte Pfeilerausführung im Mauerwerk, b) unzureichende Abmessungen, c) mangelhafte Gründung. Diese Umstände werden des näheren besprochen; besonders eingehend werden die Nachteile der Pfahlrostgründungen bei Flußvertiefungen untersucht. Es werden die Auswechslungsarbeiten bei der eisernen Ballenbrücke der Weiser Traunbrücke eingehend, andere Pfeilerauswechselungen nur kurz besprochen. Mit 2 Tafeln und zahlreichen Abbildungen. Wochenschr. f. d. öfftl. Baudienst 1919, Heft 46.

e) Eiserne Brücken.

Einbau des Schwebeträgers der Eisenbahnhochbrücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal bei Hochdonn. Von Baurat Fr. Voß im Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 78. Auszug in „Brückenbau" 1919, Heft 22, Seite 176 bis 177. In 42 m Höhe über dem Wasserspiegel ist der 1000 t schwere Träger auf dem fertigen Brückenteil hergestellt und dann um über 60 m vorgeschoben worden. Unterstützung durch schwimmendes Gerüst.

Kurze Mitteilungen über die Beschädigung der Eisenbahnbrücke über den Koninshaven zu Rotterdam am 2. 11. 1918 durch das Dampfschiff Kandelfels. Von Ing. F. M. Van Panthaleon baron van Eck im holländischen „Ingenieur". Beim Durchschleppen des Dampfers Kandelfels ist der eiserne Überbau einer Drehbrücke gestreift und vom Pfeiler herunter gerissen worden. Über den Vorgang und die Hebung der Brücke berichtet: De Ingenieur 1919, Nr. 49.

Schwenkbrücke über den Suezkanal bei Kantara. Besprechung mit Abb. in der Schweiz. B.-Ztg. vom 8. XI. 19, S. 240—241, nach Génie civil vom 15. III. 1919 (Raimondi). In der Mitte Parabelträger von 48 m Länge ausschwenkbar, einerseits fest an Pfeiler angeschlossen, andererseits auf Ponton (11 × 30 m) aufgelagert. Behelfsbrücke; Pfeiler bestehen aus eisernen Schraubenpfählen.

Die Hängebrücke über den La Grasse-Fluß in Massena Center, N. Y. Von Mühlenhoff i. d. Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 9, S. 181 bis 186. Mittelöffnung 122 m, Gesamtkosten 175 000 Mark. Ausführlicher Auszug in „Brückenbau" 1919, Nr. 22, S. 176.

Vom Wettbewerb um eine Eisenbahnbrücke über die Arsta-Bucht bei Stockholm. Von F. Eiselen in der Deutschen Bau-Zeitung 1919, Nr. 88, 98 usw.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Normung der Zementwaren. Die in einem Vortrag von Herrn Baukommissar Bulnheim, Dresden, niedergelegte Arbeit über diesen Stoff findet sich im Auszuge abgedruckt in den Nummern 114, 115, 117 bis 120 der Tonind.-Ztg. 1919.

Zementdachsteine. Gegen die Herstellung auf der Baustelle wendet sich ein Beitrag in der Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 105.

Geschmacklose Zementsteine. Besprechung eines abschreckenden Beispiels für Hohl-Zementsteine. Es handelt sich um den Versuch, Rusticablöcke nachzuahmen, der naturgemäß mißglücken mußte. Tonind.-Ztg. 1919, Nr 131.

Eisenbetontreppe mit Hohlstufen. Von Dipl.-Ing. Gaehme. Beschreibung der sehr zweckmäßig erscheinenden Bauweise der Firma Grastorf G. m. b. H., Hannover DRG. M.). Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 99 (s. Abb.).

Arbeiterschränke in Schlackenbeton. Stahl u. Eisen (18. Sept. 1919) und Zeitschr. d. V. d. Ing. 1919, Nr. 40 (Auszug) bringen günstige Mitteilungen über die Ausführung von Schränken in Schlackenbeton. Auszug in Tonind. Ztg. 1919, Nr. 126.

T-Bauplattenwand aus Zement. Kurze Besprechung der Bauweise in der Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 103.

Beton-Kastensteine. Bauweise Walter. Kurze Besprechung mit 1 Abb. in Nr. 104 der Tonind.-Ztg. 1919.

Betonhakensteine. In der Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 106 wird die Bauweise Schmitz, Köln, in kurzer Besprechung und 2 Abb. vorgeführt.

Hohlmauern aus Betonsteinen. Österr. Staatsamtl. Erlaß zu den Leitsätzen. Mitteilung des Wortlautes des Erlasses des d. ö. Staatsamtes für Handel und Gewerbe, Industrie und Bauten vom 23. Juli 1919. Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1919.

Die Efas-Bauweise. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Eingehende Vorführung der Bauweise. Beton u. Eisen 1919, Heft 16.

Österreichische Leitsätze für Hohlmauern aus Betonsteinen. Das Wesentlichste aus den für den Kleinwohnungsbau sehr wichtigen Leitsätzen ist wiedergegeben in Zentralbl. der Bauverw. 1919, Nr. 86, S. 515.

Die Grenzen der Wirtschaftlichkeit von Hohlsteinmauerwerk. Von Baurat Ing. Wilhelm Popovic, Wien. Die Veröffentlichung dient zur Beurteilung der Frage, ob unter bestimmten Preisverhältnissen Ziegel- oder Hohlsteinmauerwerk billiger ist. Beton und Eisen 1919, Heft 17/18, S. 185—190.

Beton im Kleinwohnungsbau. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 98 führt die Bauweise der Firma Carl Brandt, Düsseldorf vor. DRP. angem.

Wie führe ich meine Bauweise ein? Prüfung und Zulassung neuer Hohlbauweisen. Auszug aus dem Bulnheimschen Vortrag, gehalten am 22. Juni auf der Dresdner Ausstellung für Wohnungsbau. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 100.

Schlackenbeton-Hohlbauweise. Siedlungsbau der Märkischen Heimstätte. Beschreibung mit Abb. der Bauweise Voigt, Hohlblöcke aus Porositbeton (Beton mit künstlichem Bimskies). Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 143, S. 1290.

Zementplattenbau. Bauweise Dr. Borchers. Die Bauweise Dr. Borchers ist im Deutschen Zementbunde ausgearbeitet. Die Platten haben 5 cm Stärke und eine Rippe von 5 cm Höhe. Für Außenwände ist die Verwendung von 3 Platten geplant, für tragende Innenwände sollen 2 verwendet werden. Es werden der Reihe nach behandelt: die Bausteine (Platten), die Baustoffe, der statische Aufbau, gesundheitliche Forderungen, die Herstellung der Platten, die Beförderung, der Bau der Wand, die Deckenausbildung, Fenster und Türstürze. Der Deckenausbildung wird man mißtrauischer gegenüberstehen, als der Borchersschen Wand. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 124 bis 128.

Wasserbau.

a) Grund- und Uferbau.

Beitrag zur Berechnung von Senkkasten (Caissons) für Druckluftgründungen. Von Ing. Ed. Swoboda, Wien. 3 Seiten, 6 Abb. Beton u. Eisen 1919, Heft 19/20. Verfasser geht auf die Frage ein, welche Belastung die Senkkastendecke erhält, wenn sie mit Beton überbaut wird und führt dabei die von Brennecke befürwortete Annahme von Durel an. Auch der Frage des Druckes von innen her auf die Schneiden wird nachgegangen.

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft.

Meßkarte zur Bestimmung der Wassermengen bei Überfallwehren. Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 50, S. 1269 bringt von Ing. Hans Kretschmer, Eisenerz-Steiermark, eine sehr nützliche Ablesevorrichtung (ähnlich dem Rechenschieber) zur Bestimmung der Wassermenge Q aus der Formel $\frac{2}{3}\mu b h\sqrt{2gh}$.

c) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

Der Ausbau von Kanälen für mehrere Wirtschaftszwecke, insbesondere für Kraftgewin-

nung und Schifffahrt. Von E. Mattern in Potsdam. Allgemeine Besprechung der Frage, Erörterung über die Fließgeschwindigkeit. Auch wird die Frage der Sicherheitstore in Kanälen mit fließendem Wasser berührt. Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 99, S. 593—595.

Der Panamakanal im Betrieb. Im Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 98, S. 585—588 erörtert Wasserbauinsp. a. D. A. v. Horn, Hamburg, welche Vor- und Nachteile die gewählte Kanalart mit verschiedenen Haltungen (nicht nur Tidenschleusen) im Betriebe aufgewiesen hat. Die gewählte Bauweise wird als die zweckentsprechende befunden.

Die Abmessungen der deutschen Hauptkanäle. Von Baurat Th. Hoech, Kolberg. Fahrtiefe solle wie bei Mittelwasser in den deutschen Hauptströmen sein. Dann stünden die Kanäle den Strömen ebenso oft voran wie nach. Also 4 m Tiefgang für Regelschiff. Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 50, S. 1258—1259.

Der Rhein als Schiffahrtsweg. Nach Ausführungen von Geheimrat de Thierry in der Zeitschrift „Die Binnenschiffahrt" bringt die Rundschau der Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 51, S. 1295 Angaben über die Leistungsfähigkeit des Rheins als Wasserstraße im Vergleiche zu der Rhone, sowie deutschen Strömen. Dieser Beitrag wird für die Beurteilung der französischen Absichten, die Rhone unter Ausnützung des Neuenburger-, des Bieler- und Bodensees mit dem Rheine zu verbinden, herangezogen.

Die Linienführung des Mittellandkanals. Die Z. d. V. d. I. 1919, Heft 32, S. 759 bringt einen kurzen Überblick über den gegenwärtigen Stand der Frage Nordlinie, Mittellinie, Südlinie? Die Nordlinie Hannover—Magdeburg ist aus dem Wettbewerbe ausgeschieden, da die Strecke Misburg—Peine als Notstandsarbeit in Ausführung genommen worden ist. Für die Südlinie über Braunschweig, die mit 190 km die größte Länge und mit 7 Schleusen auch hier die größten Unvollkommenheiten zeigt, sprechen die Aussichten auf einen lebhaften örtlichen Verkehr. Dem großen Ost-West-Verkehre erheblich günstiger ist die Mittellinie. Für diesen tritt der Zentralverein f. Binnenschiffahrt einmütig ein, da er allein dem Wesen des Mittellandkanals als großer Verbindungsstraße entspreche. Neuerdings ist nun noch ein Entwurf von K. Best auf den Plan getreten: der schleusenlose Mittellandkanal. Großzügig von Münster bis Ihleburg ohne Schleuse geplant, weist der Kanal die geringste Länge auf und stellt für die Schiffahrt wohl das Vollkommenste dar. Bedenklich sind die tiefen und langen Einschnittsstrecken, die die Landwirtschaft schädigen. In dieser Hinsicht ist die Planung aber vielleicht noch verbesserungsfähig.

Die Führung des Mittellandkanals. Kurze Anführung der Gründe, die die Stadt Magdeburg in einer Eingabe an die Volksvertretung und die Behörden zugunsten der Mittellinie und gegen die Südlinie vorbringt. Zeitschr. d. V. d. I. 1919, Nr. 45, S. 1127.

d) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Ausbau der Wasserkräfte bei Hannöversch-Münden. Das preußische Gesetz vom 9. Mai 1913, sah im Zusammenhang mit Eder- und Diemeltalsperre (letztere wird jetzt weiter aufgeführt), eine Stauung der Weser bei H.-M. vor. Dabei würde sich jedoch eine in ihren schädlichen Wirkungen nicht leicht zu beseitigende Grundwasserhebung einstellen. Man sieht sich deshalb gezwungen, kurz obhalb Münden in Werra und Fulda getrennt Stauwerke einzubauen. Näheres: Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 94, S. 562 und 563.

Ausbau der Wasserkräfte bei Hannöversch-Minden. Kurze Mitt. in Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 50, S 1269. Vgl. Zentralbl. vom 19. XI. 1919.

Über Ausnutzung von Wasserkräften. Im Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 101, S. 606—607, spricht sich Nakonz kurz über Rentabilitätsfragen von Talsperren aus. Er bezieht die Leistungssteigerung unterliegender Wasserkraftanlagen (Sägewerke usw.) durch den geregelten Betriebswasserzufluß mit in die Rechnung hinein. Als Beispiel wird das Gebiet der Glatzer Neiße behandelt.

Ausbau von Wasserkraftwerken in Deutsch-Österreich. Kurze Mitteilungen über neue Ausbau-Vorhaben. Es ist beschlossen worden, am Spullersee bei Danöfen (Vorarlberg) ein Kraftwerk zu errichten. Auch über weitere Wasserkraft-Ausnutzungsabsichten und diesbezügliche Beschlüsse wird berichtet. Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 94, S. 563.

Die im Bau befindlichen Wasserkraftanlagen in Bayern. Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 50, S. 1269 gibt eine kurze Übersicht über die z. Zt. im Bau begriffenen Anlagen. Diese werden im ganzen 1500 Millionen kWh jährlich liefern.

Eine neue Senne-Talsperre. Kurze Mitteilungen über die 150 km² überstauende Sperre, die in Westfalen zwischen Schmallenberg und Saalhausen geplant ist. Schweizerische B. Ztg. vom 15. XI. 1919, S. 253, näheres Z. f. d. ges. Wasserwirtschaft.

Erdbau und Tunnelbau.

Eisenbeton im Tunnelbau. Von Dr.-Ing. W. Koßmann, Dresden. Anwendung des Eisenbetons zum Bau zweier Tunnel der Bagdadbahn auf der südlichen Anrampung für die Taurusüberschreitung. Sie durchdringen Geröllhalden; teilweise ist in offener Baugrube, teilweise in eigentlichem Tunnelbau gearbeitet worden. Angaben über die Absteifung und Aussteifung. Die Grundlagen der statischen Berechnung (Kommerell, statische Berechnung von Tunnelmauerwerk, Berlin 1912) werden vorgeführt. Eingespannter Bogen, Behandlung nach der Elastizitätslehre. Beton u. Eisen 1919, Heft 16.

Straßenbau.

— — — —

Eisenbahnbau.

Entgleisung von Eisenbahnwagen infolge von Windruck. Organ f. d. Fortschritte d. E. I. X. 1919 berichtet über einen schweren derartigen Betriebsunfall in Norwegen. Nachrechnung des Winddruckes. Vgl. auch Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 50, S. 1265.

Der geplante Umbau des Bahnhofs in Zürich. Über den Entwurf von 1916 und nebenher einige vorherige Entwürfe haben die deutschen Eisenbahnfachmänner Cauer und Gleim sowie der Architekt K. Moser ein Gutachten erstattet, das zu einer eigenen Bearbeitung der Planung gelangt ist. Ein Bericht hierüber in Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 102.

Die Umgehungsbahn bei Longuyon. Von Baurat Fischer, Leipzig. Von den deutschen Eisenbahntruppen ausgeführter Kriegsbau zur Umgehung des gesprengten Tunnels dicht bei Longuyon auf der Strecke nach Montmedy. Beschreibung, Grundriß, Längsschnitt, 2 Lichtbilder. Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 95, S. 567—570.

Starre Eisenbahnkupplung. DRP. 313 236. Besprochen mit Abb. im Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 96, S. 576.

Die Eisenbahnen Deutschlands in den Rechnungsjahren 1917 (und 1916). Auszug aus der Statistik der Eisenbahnen Deutschlands f. d. Jahr 1917 (in Klammern zum Vergleich 1916). Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 96, S. 573 bis 574.

Mittelpufferklauenkupplung. Beschreibung des DRP. Nr. 313 992 (Ludwig Scheib jr., Kaiserslautern) im Zentralbl. d Bauverw. 1919, Nr. 94, S. 564.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie Schiffbau. Allgemeines über Eisenbeton.

Einiges über den Zustand der Eisenbetontechnik in Deutschland. Von P. W. Scharroo, Kaptein der Genie in Gewapend Beton 1919, Augustheft. Schilderung der allgemeinen wirtschaftlichen Notlage in Deutschland, die als abschreckendes Beispiel bezeichnet wird. Besprechung des Zementmangels. Die Behauptung, daß im Eisenbetonbau nicht immer mehr die bekannten Preußischen Vorschriften befolgt würden, und zwar soweit, daß schwere Bauschäden und Einstürze davon die Folge sein könnten, ist wohl eine Fabel. Die Nachteile von Gußbeton für den Wohnungsbau, die Notlage im Hochbau und die neuen Zementbauweisen werden besprochen. Verf. hält sie für Notbehelfe von kurzer Dauer.

Das Verhalten der Eisenbetonbauten im Kriege an der Westfront. Nach einem Vortrage von Privatdozent Prof. Dr.-Ing. Birkenstock-Berlin, gehalten auf der 22. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Nürnberg 1919, Aus den Darlegungen, denen zahlreiche Lichtbilder beigegeben sind, geht die hohe Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons allenthalben hervor. Insbesondere wird die seinerzeit von Dr. Rohland aufgestellte Behauptung widerlegt, daß der Beton in einem durch kolloidchemische Einflüsse hervorgerufenen Spannungszustande sich befinde, der durch einen einzigen Schlag so erschüttert werde, daß vollständiger Zerfall einträte. D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 20.

Tiefbunker für die Fabrikanlage in Neckarzimmern, der Badischen Anilin- und Sodafabrik. Von Bauing. W. Hohns (Fa. C. Baresel, Unternehmung für Tiefbau, Stuttgart. D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 17 und 18.

Monumentale Bauten aus Eisenbeton. Von Ing. Arie Visser in Gewapend Beton 1919, Augustheft, S. 291 bis 297 mit Abb. Inhalt: Architektonische Betrachtungen.

Verputz von Silowänden. Kohlensilos. In einem kurzen Schriftsatz bespricht Herr H. Schäfer, München, in Arm. Beton 1919, Heft 11, die Selbstentzündung von Kohlen in Silos und ihre Ursachen sowie die Gegenmittel. Als solches empfiehlt er Luftabschluß durch dichten Verputz.

Eisenhochbau.

Luftschiffhafen mit Schleusenraum. DRP. 299 784. Besprechung des Patents von Dr. Sonntag. Eine polygonale oder kreisrunde Halle vom Durchmesser einer Luftschifflänge dient als Schleuse, um Einfahrt aus jeder Richtung zu ermöglichen. Nach Drehen in der Schleuse Einfahrt in die eigentliche Halle. Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 95, S. 572.

Ersparnisse an Eisen in Eisenkonstruktionen. Von Obering. B. Pfütze in „Der Brückenbau" 1919, Heft 22, S. 171—176. Verf. erblickt die Möglichkeit zu Ersparnissen vor allem in der Herabsetzung zu weitgehender Forderungen einzelner Behörden, die sich beträchtlich oberhalb dessen halten, was bei anderen Verwaltungen zugelassen und erprobt ist. Vor allem dies wird in der vorliegenden anregenden Arbeit näher ausgeführt.

Städtischer Tiefbau.

Die Wasserversorgung Münchens. Zeitschrift f. d. gesamte Wasserwirtschaft vom 20. Okt. 1919. Auszug in der Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 49, S. 1242.

Vorarbeiten für die Grundwassergewinnung von Danzig. Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 97, S. 583 u. 584 bringt eine kurze Darstellung der Vorarbeiten, gestützt auf Veröffentlichungen von Dr.-Ing. G. Thiem-Leipzig, in der Ztschr. f. Wasserversorg. 6. Jahrg. 1/2 u. der Z. d. V. d. I. 1919, S. 253.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung.

Die Eisenbahnverstaatlichung in Japan 1906 und die Ergebnisse des Staatsbetriebes in den ersten 10 Jahren. Von Geh. Oberbaurat F. Baltzer, Berlin, im Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 92, S. 549 und 550. Kurzer Überblick über die Entwicklung des japanischen Eisenbahnnetzes von den ersten Anfängen an und über die Verstaatlichung sowie deren günstigen Erfolg.

Kraftantrieb für Zement-(-waren)- und Betonindustrie mit kohle- und ölsparender Windturbine. Regbmstr. Kropf, Tapiau, Ostpreußen, weist auf die Vorteile der Anwendung der Windturbine (z. B. der Marke Energie von Gebr. Funger, Dresden-A 20) hin, mit denen sich bei gutem Winde 8½ PS-Elektromotoren ersetzen lassen. Beton u. Eisen 1919, Heft 17/18, S. 202—203.

Baumeister Joh. Franz Kleine†. Aus Anlaß des Todes des Erfinders der sogenannten Kleineschen Decke bringt die Tonind.-Ztg. einen Abriß aus dessen Leben in Nr. 141, 1919, S. 1269—1270.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Die Mitteilung, daß an Stelle des verstorbenen Vorsitzenden, des Wirkl. Geh. Baurats Germelmann der Geheime Baurat Lorenz-Meyer im preußischen Ministerium der öffentl. Arbeiten ernannt worden ist, findet sich in der D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 16.

Baukunst und Ingenieur-Ästhetik. Von Arch. Dipl.-Ing. E. Wehner, Düsseldorf. Ein längerer Aufsatz mit gut ausgewählten Bildern aus künstlerischer Feder. Der Eisenbau 1919, Nr. 9.

Zeichnerische Normen des S. I. A. Der Schweizerische Ing.- u. Arch.-Verein hat für die Darstellungsweise auf Zeichnungen Normen aufgestellt; ein Blatt mit verschiedenen Zeichnungsmustern [Norm Nr. 110 des S. I. A.] ist herausgegeben worden, um als Vorbild benutzt zu werden. Abdruck in der Schw. B. Ztg. vom 18. X. 1919, S. 202.

Entwurfs-Standardformen des niederländischen Haupt-Normalisierungsausschusses. Besprechung der Nr. 12—15 der Muster für Technische Zeichnungen in Gewapend Beton 1919, Oktoberheft, sowie in De Ingenieur 1919, Nr. 39, S. 713—715.

KURZE MITTEILUNGEN.

Die Ausnutzung der Hochofenabgase zur Kohlensäuredüngung.

Dr.-Ing. Friedrich Riedler, Essen-Ruhr, führt in „Stahl und Eisen" 1919, Nr. 49, in einer knappen, erschöpfenden Abhandlung eine Frage vor, die voraussichtlich für das gesamte Wirtschaftsleben von außerordentlicher Bedeutung werden wird. Die bei der Untersuchung der Frage gewonnenen Ergebnisse lassen vermuten, daß auch für den Bauingenieur, sei es im Behälterbau, sei es im Rohr- oder Kanalleitungsbau, oder im Hallenbau werden Betätigungsmöglichkeiten erschlossen werden.

Die Pflanzen bestehen bekanntlich z. T. aus Wasser, z. T. aus organischen Stoffen und aus kleinen Mengen von anorganischen Salzen. Die organischen Stoffe enthalten etwa 50 % Kohlenstoff, der der Luft entnommen wird (Kohlensäure). Große Pflanzenhäufungen (Felder, Wälder) vermögen die Luft bei ruhigem Wetter fast gänzlich kohlensäurefrei zu machen (Messungen sind ausgeführt). Anreicherung der Luft mit Kohlensäure erscheint hiernach geeignet, das Pflanzenwachstum zu fördern. Wissenschaftlich unparteiliche Versuche im großen in Gewächshäusern und auf Versuchsfeldern sind, von der Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks- und Hütten-A. G., Abt. Dortmunder Union, besonders mit Unterstützung durch Generaldirektor A. Vögler durchgeführt worden. Das Ergebnis übertraf die Erwartungen bei weitem. Die Folgen der Begasung im Gewächshause waren: augenfälligste Vergrößerung der Pflanzen und der Blätter, früheres Blühen, Ertragssteigerung auf das 1,5- bis 2,5-fache (bei Tomaten und Gurken). Die Freilandversuche, bei denen eine Rohrleitung um alle 4 Seiten des Versuchsfeldes herumlief, der Kohlensäure entströmte, waren ebenso befriedigend. Bei Spinat $2^1/_2$-fache, bei Rübstiel $1^1/_2$-fache, bei Kartoffeln 2,8-fache, bei Lupinen 2,8-fache, bei Gerste 2-fache Erträge gegenüber dem unbegasten Felde. Die Widerstandsfähigkeit gegen Insekten scheint durch die Begasung sehr gefördert zu werden. In reichem Maße wird in Hochofenanlagen und den mit ihnen verbundenen Gichtgasmaschinen Kohlensäure gewonnen. Das Abgas dieser Maschinen ist außerordentlich rein und besteht fast nur aus Kohlensäure. Die Versuche mit den obigen Ergebnissen sind mit solchem Abgase durchgeführt worden. Keinerlei Schädigung der Pflanzen, sondern außerordentliche Steigerung des Wachstums und Ertrages sind die Folge gewesen. Der Verbrauch an Kohlensäure ist nicht so groß, als daß nicht unsere Hochofenquellen zu einer sehr weitgehenden Anwendung des Begasungsverfahrens und somit Steigerung des Ertrages unserer Anbauflächen ausreichten. Der Ausbau der Kohlensäuredüngung wird zunächst den Abgaseerzeugern, also den Hochofenwerken zufallen, bis die Allgemeinheit für die wirtschaftliche Erschließung gewonnen ist. Schon jetzt verdient die Frage die vollste Aufmerksamkeit aller Techniker und Volkswirtschaftler.

Kze.

Der Stahlwerksverband 1918/19.

Der Bericht für das am 30. Juni 1919 abgelaufene Geschäftsjahr weist darauf hin, daß nach der Besetzung des linksrheinischen Deutschland, da die dortigen Verbandswerke für das rechtsrheinische Absatzgebiet zunächst ausgeschaltet waren, eine geordnete Versorgung der Verbraucher sich nicht durchführen ließ. Für die Ausfuhr standen in der Gruppe A (Halbzeug, Formeisen, Eisenbahnmaterial) nur geringe Mengen zur Verfügung. Noch nicht 6 % des Gesamtabsatzes, nämlich rund 98 700 t wurden nach dem Auslande abgegeben. Nach Aufhebung der gesetzlichen Höchstpreise erfolgten die Preisbestimmungen jeweils durch den Stahlbund unter Zuziehung von Vertretern des Reichs-Wirtschaftsministeriums, der Verbraucher, des Handels und der Arbeitnehmer. Mit dem Einmarsch des Feindes in Elsaß-Lothringen und Luxemburg hat die Zugehörigkeit der lothringisch-luxemburgischen Werke zum Verbande praktisch aufgehört. Desgleichen sind infolge der veränderten politischen Lage mit Schluß des Berichtsjahres die Werke Gelsenkirchen sowie Burbach-Eich-Düdelingen ausgeschieden, denen Ende Juli 1919 die übrigen Saarwerke folgten. Eine Erörterung der im vergangenen Jahr hervorgetretenen Mißstände in unserer Eisenwirtschaft und der kritischen Verhältnisse des Verbandes im besonderen läßt der Bericht vermissen.

Der Versand betrug (Rohstahlgewicht) in Halbzeug 439 309 t gegen 589 925 t i. V. Auf das Inland entfallen 436 154 t (99,28%), auf das Ausland 3155 t (0,72%), gegenüber 578 598 t (98,08%) bzw. 11 327 t (1,92%) in 1917/18. Der Versand an Eisenbahnoberbaubedarf stellte sich auf 815 911 t, 232 061 t weniger als 1917/18 (1 047 972 t). Hiervon wurden nach dem Inlande 759 727 t (93,11%), nach dem Auslande 56 184 t (6,89%) abgesetzt, gegenüber 1 006 165 t (96,01%) bzw. 41 807 t (3,99%). An Formeisen kamen insgesamt 441 820 t zum Versand oder 27 300 t weniger als 1917/18 (469 120 t). Der Anteil des Inlandes betrug 402 397 t (91,08%), der des Auslandes 39 425 t (8,92%) gegen 410 714 t (87,55%) bzw. 58 405 t (12,45%). Der Gesamtabsatz von 1 697 040 t Rohstoffgewicht ist um 409 976 t geringer als 1917/18 (damals 2 107 016 t gegen 3 281 852 t 1915/16, 3 393 537 t 1914/15 und 6 124 310 t 1913/14).

Über die einzelnen Erzeugnisse wird berichtet:

Anteil der Ausfuhr am Gesamtversand

in pCt.	08/09	09/10	13/14	14/15	15/16	17/18	18/19
Halbzeug	36,27	34,00	45,87	23,80	9,66	1,92	0,72
Eisenbzg.	28,25	34,47	31,64	15,64	11,28	3,99	6,89
Formeisen	22,47	33,50	24,93	21,11	20,81	12,45	8,92

Auf die einzelnen Monate 1918/19 verteilt sich der Versand wie folgt:

Rohstahlgewicht in Tonnen	Halbzeug	Eisenbahnmaterial	Formeisen	Insgesamt	Minder- bezw. Mehrversand gegen das Vorjahr	Arbeitstäglicher Versand 1917/18	Arbeitstäglicher Versand 1918/19
Juli.....	53 058	106 179	39 745	198 982	— 26 004	8 653	7 370
August...	46 603	114 854	44 481	205 938	— 7 291	7 897	7 627
September	46 484	98 120	38 990	183 594	— 20 127	8 149	7 344
Oktober..	40 074	80 982	32 113	153 169	— 35 321	6 981	5 673
November	30 847	37 242	19 999	88 088	— 55 007	5 724	3 524
Dezember	30 145	44 803	30 849	105 707	— 17 317	5 130	4 408
Januar ...	28 810	60 594	35 957	125 361	— 1 581	4 882	4 822
Februar ..	30 551	64 324	36 345	131 220	+ 2 979	5 343	5 468
März	42 573	63 214	44 129	149 916	— 23 373	6 932	5 706
April	30 067	53 020	39 312	122 399	— 61 636	7 361	5 100
Mai	29 901	43 387	43 400	116 688	— 69 933	7 465	4 488
Juni	30 196	49 192	36 500	115 888	— 95 365	8 450	4 829
Insgesamt.	439 309	815 911	441 820	1 697 040	—409 976	6 931*	5 564*

Halbzeug: In den ersten Monaten des Geschäftsjahres war die Nachfrage für Heereszwecke außerordentlich stark. Nach Kriegsende erfuhr die Lage dadurch eine Verschärfung, daß die bedeutende Halbzeugerzeugung der linksrheinischen Werke nicht mehr zur Verfügung stand. Da vornehmlich der starke Bedarf für Wagen- und Lokomotivbau berücksichtigt werden mußte, genügten die übrigen Mengen nicht für die sonstigen Verbraucher, besonders die Feinblechwalzwerke. — Eisenbahnoberbaubedarf: Während der letzten Kriegsmonate waren die Anforderungen des Heeres und der Bahnen unverändert stark. Auch im weiteren Verlaufe hatten das preußische Eisenbahnzentralamt und die übrigen Bahnen umfangreichen Bedarf. Die Leistungen der rechtsrheinischen Werke genügten nicht mehr. Da außerdem die linksrheinischen Werke nach dem rechtsrheinischen Gebiet nicht liefern konnten, so war es nicht möglich, die Privataufträge für Notstandsarbeiten mit wünschenswerter Schnelligkeit auszuführen. Im Rillenschienengeschäft entstand sogar eine außerordentliche Notlage. Der Auftragsbestand an Straßenbahnschienen war bereits im Januar so umfangreich, daß die Walzenstraßen häufig für über ein Jahr mit Arbeit versehen waren. In Grubenschienen war der Eingang von Aufträgen ebenfalls sehr lebhaft. Aus dem neutralen Auslande wurden einige Aufträge zu günstigen Preisen hereingenommen. Infolge des starken heimischen Bedarfs war es nicht möglich, den zahlreichen Anfragen vom Auslande in wünschenswerter Weise nachzugehen. — Formeisen: Zu Beginn des Geschäftsjahres herrschte starke Nachfrage für Heeresbedürfnisse, Waggonbau und Bahnen sowie für Neuanlagen im Interesse des Reiches. Die Hoffnung der Verbraucher, ihre erschöpften Bestände nach Kriegsschluß wieder ergänzen zu können, ließ sich nicht erfüllen. Die rechtsrheinischen Werke konnten auch in Formeisen den umfangreichen Bedarf nicht decken, zumal die Heranziehung der linksrheinischen Formeisenwerke infolge der Blockade bzw. Sperrung des Güterverkehrs für Walzwerkserzeugnisse nach der rechten Rheinseite zunächst ganz versagte. Auf dem Auslandsmarkt kamen aus neutralen Absatzgebieten in den letzten Monaten der Berichtszeit zahlreiche Anfragen, die jedoch mit Rücksicht auf die von den Werken beanspruchten langen Lieferfristen nur zu einem kleinen Teil zum Geschäft führen konnten. — Stabeisen: Die Tätigkeit des Stabeisen-Ausfuhrverbandes, der dem Stahlwerks-Verbande angegliedert ist, wurde aus den gleichen Gründen, die für Produkte A maßgebend waren, beeinträchtigt. Der Absatz von Stabeisen und Bandeisen nach dem Auslande betrug 132 318 t gegen 211 848 t i. V. Besonders in der zweiten Hälfte des Geschäftsjahres gegenüber Juli/Dezember 1918 war ein starker Rückgang festzustellen. Der Verkauf von Stabeisen nach dem Inlande wird von den Mitgliedern des Stabeisen-Verbandes selbständig gehandhabt; der Stahlwerksverband hat lediglich darüber zu wachen, daß die vom Stahlbunde festgesetzten Preise beachtet wurden.

In der Vermögensübersicht sind die laufenden Verbindlichkeiten mit 151,93 (i. V. 127,71) Mill. M. und anderseits die Ausstände mit 146,83 (88,31) Mill. M. beziffert. Das Konto der Stabeisen-Ausfuhrabteilung ist auf beiden Seiten der Bilanz mit 36,94 Mill. M. eingestellt. (Frankf. Ztg.)

*) Jahresdurchschnitt.

Neue Normblätter.

Der Normenausschuß der deutschen Industrie veröffentlicht in Heft 8 (Jahrgang 1919) seiner Mitteilungen (12. Heft der Monatsschrift „Der Betrieb") folgende neue Entwürfe:

D I Norm 104 Blatt 1—3 (Entwurf 2) Holzbalkendecken für Kleinhäuser. Fachnorm für das Bauwesen;
D I Norm 239 Blatt 1—3 (Entwurf 1) Feingewinde mit Whitworth-Form;
D I Norm 240 Blatt 1 u. 2 (Entwurf 1) Feinfeingewinde mit Whitworth-Form;
D I Norm 242 Blatt 1—3 (Entwurf 1) metrisches Feingewinde;
D I Norm 243 Blatt 1 u. 2 (Entwurf 1) metrisches Feinfeingewinde;
D I Norm 254 (Entwurf 1) Kraglängen für Befestigungskegel;
D I Norm 257 (Entwurf 1) Kegelstifte mit Gewindezapfen, Whitworth-Gewinde;
D I Norm 258 (Entwurf 1) Kegelstifte mit Gewindezapfen, metr. Gewinde.

Abdrucke der Entwürfe mit Erläuterungsberichten werden Interessenten auf Wunsch gegen Berechnung von 50 Pf. für ein Stück von der Geschäftsstelle des Normenausschusses der deutschen Industrie, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a zugestellt, der auch bei Prüfung sich ergebende Einwände bis 15. September d. J. mitzuteilen sind.

Im gleichen Heft sind auch nachstehend aufgeführte endgültig genehmigte Normblätter abgedruckt:

D I Norm 4 Normblatt, Abmessungen;
D I Norm 103 Blatt 1 u. 2 Trapezgewinde.

Diese Blätter können in dem Format 230 × 320 mm auf weißem und pausfähigem Papier von obengenannter Geschäftsstelle bezogen werden.

Die Vorbildung unserer Verwaltungsbeamten.

Seit Jahrzehnten fordert der Verein deutscher Ingenieure die Beseitigung des Juristenmonopols in der staatlichen und kommunalen Verwaltung. Unter dem alten Regierungssystem sind alle Versuche in dieser Hinsicht an dem starren Widerstand der Bureaukratie gescheitert, die sich grundsätzlich ablehnend verhielt. In der Hoffnung, daß die neue Zeit neben vielen andern auch dieses längst veraltete Vorrecht beseitigt, hat der Verein deutscher Ingenieure der jetzigen Regierung seine Wünsche zur Reform der Vorbildung unserer höheren Verwaltungsbeamten erneut unterbreitet. Die allgemein bemerkenswerten Vorschläge lauten wie folgt:

1. Die Auslese und Ausbildung der höheren Verwaltungsbeamten für den Dienst in den deutschen Staaten, in den kommunalen Körperschaften und in vielen anderen Verbänden entsprach schon seit langem nicht mehr den durch die allgemeine Entwicklung in Deutschland veränderten und gesteigerten Forderungen; sie wird in Zukunft den von Grund aus veränderten staatlichen, wirtschaftlichen und sozialen Verhältnissen auch nicht im entferntesten Rechnung tragen können.

2. Diese allgemein empfundene Rückständigkeit erscheint als eine Folge der künstlichen Beschränkung in der Auslese der Bewerber und als Ergebnis der gesetzlich beschützten Einseitigkeit eines einzigen Hochschulfachstudiums.

3. Es ist verfehlt, den ganzen Nachwuchs nur dem Kreise derjenigen jungen Leute zu entnehmen, welche die erste juristische Prüfung bestanden haben. Um die Auslese ergiebiger und die wissenschaftliche Vorbereitung unserer Führerschaft in der Nation lebensfrischer zu gestalten, müssen die Akademiker aller Hochschulen zu der Laufbahn in der höheren Verwaltung und der Diplomatie zugelassen werden; entgegenstehende gesetzliche Schranken, namentlich des preußischen Gesetzes vom 10. August 1906, sind schnellstens zu beseitigen.

4. Es ist unbedingt zu fordern, neben den aus der Universität hervorgegangenen Anwärtern auch solche aufzunehmen, welche sich staatswissenschaftlichen Studien im Geiste des technischen und wirtschaftlichen Fortschritts gewidmet haben. Das Studium an den Technischen Hochschulen, an Handelhochschulen, an Landwirtschaftlichen Hochschulen usw. sollte deshalb gleichfalls als Grundlage der wissenschaftlichen Befähigung anerkannt werden, sofern die für den eigenartigen Beruf der Verwaltung erforderlichen Kenntnisse erworben sind.

5. Akademiker aller Berufsklassen sollen zu den höheren bisher fast ausschließlich von Juristen bekleideten Ämtern im Staats- und Kommunaldienst dann gelangen, wenn sie entweder in ihrem Wirkungskreis hervorragende, in jahrelanger Tätigkeit erprobte Verwaltungsbefähigung nachweisen oder der jeweils für höhere Verwaltungsbeamte geltenden praktischen Ausbildung sich unterworfen haben.

6. Um bereits jetzt Kräfte, die in dem weit versprengten freien Berufe der Technik tätig sind, sich aber für den Dienst in der höheren Verwaltung eignen, zu erkennen und richtig einzuschätzen, sind besondere Einrichtungen für richtige Auswahl zu treffen; eine solche glauben wir mit folgender Forderung vorschlagen zu können:

Auch die Provinzen, Kreise und Gemeinden wie überhaupt alle öffentlichen Körperschaften sollen gehalten sein, die Amtsstellen ihrer allgemeinen Verwaltung nicht wie bisher nur den Akademikern der Juristenschule, sondern soweit überhaupt akademische Schulung verlangt wird, grundsätzlich den Akademikern aller Hochschulen zugänglich zu machen.

Wir erachten es als besonders erstrebenswert, daß technisch-wirtschaftlich geschulte und in der Gemeindeverwaltung erfahrene Kräfte häufiger zu dem des Bürgermeisters berufen werden und daß mit allen Mitteln auf die Gemeinden eingewirkt wird, in ihren Stellenausschreibungen die Möglichkeit der Bewerbung nicht auf die Akademiker der Juristenschule zu beschränken.

Die Beeinflussung von Bauverträgen durch die Revolution.

Sehr bemerkenswerte Ausführungen über das Recht der Baufirma wegen Eintritts völlig veränderter Verhältnisse vom Bauvertrage zurückzutreten, machte vor einiger Zeit das Oberlandesgericht Hamburg. Allerdings handelte es sich dabei um einen Vertrag, der den Bau von Schiffen zum Gegenstande hatte, indessen beanspruchen die von dem genannten Gerichtshof aufgestellten Grundsätze allgemeines Interesse.

Die beklagte Baufirma hatte, um sich von dem Vertrage zu befreien, auf die Folgen des Krieges, die Materialbeschlagnahme, die Steigerung

der Materialpreise, die wesentlichen Lohnerhöhungen, besonders aber auf die durch die Revolution hervorgerufene außerordentliche Änderung in den Arbeiterverhältnissen hingewiesen, und diesem letztgenannten Umstande hat das Gericht Bedeutung beigemessen.

Die Materialbeschlagnahme ist — so führte das Gericht aus — schon vor einiger Zeit fortgefallen, und der Materialmangel sowie die Lohnerhöhungen können nicht als so wesentlich betrachtet werden, daß der Beklagten deswegen die Aufhebung des ganzen Vertrages gestattet werden könnte.

Aber durch die Revolution hat sich die Sachlage ganz wesentlich geändert. Vor allem durch die Änderung der Arbeiterverhältnisse und durch die Verschiebung des Einflusses, den die Arbeiter auf den gewerblichen Betrieb erlangt haben. Die eingeführten Tarifverträge bringen die wesentliche Neuerung, daß gelernte Arbeiter nicht viel mehr erhalten als ungelernte; die Abschaffung der Akkordarbeit vernichtet den Trieb, durch Fleiß mehr zu verdienen; auf Fähigkeiten und Leistungen wird nicht mehr, wie bisher, in der Lohnfrage Rücksicht genommen; der unbegabte und nichteifrige Arbeiter erhält denselben Lohn wie der intelligenteste und fleißigste. Dabei ist die Beklagte in der Wahl und Anstellung ihrer Arbeiter nicht mehr frei, sondern es wird ein weitgehender Zwang ausgeübt. Eine energische Förderung der Arbeit ist somit der Beklagten versagt. Dazu kommt, daß die Arbeiterräte sich in das Bestimmungsrecht über die Betriebsleitung eingemischt haben; die Arbeiter haben das Recht, mitten aus der Arbeit fortzulaufen, um den Arbeiterrat wegen vermeintlicher Beschwerde anzurufen. Dazu kommt weiter die Untersagung der Überstundenarbeit. So läßt sich eine zielbewußte Betriebsleitung überhaupt nicht mehr durchführen.

Bei diesen veränderten Arbeitsverhältnissen verschiebt sich die von der beklagten Baufirma vertraglich übernommene Garantie für die Ausführung der Arbeiten in nicht zu übersehender Weise. Wenn der klagende Besteller sich mit einer entsprechend eingeschränkten Garantie — aber nur für Material — einverstanden erklärt hat, und wenn er nach dieser Richtung hin der Beklagten weitere Zugeständnisse gemacht hat, so liegt hierin doch nichts weiter, als daß der Kläger sich selbst darüber klar ist, daß die Beklagte zur Ausführung der Bauverträge, so wie sie abgeschlossen sind, nicht mehr imstande ist. Bei Ausführung der Bauverträge mit allen nicht präzise gefaßten Modifikationen würden sich Streitfragen ergeben, die kein Gericht entscheiden könnte.

Prüft man die Ausführungen des Klägers und die von der Beklagten angeführten Schwierigkeiten, so kann man sich dem Eindrucke nicht entziehen, daß man billigerund verständigerweise nur auf Grund eines neu zu schließenden Vertrages die Neubauten zu Ende führen kann. Die gesamten Verhältnisse haben sich derart geändert, daß der beklagten Firma nicht zugemutet werden kann, die Bauten auf Grund des ursprünglichen Vertrages weiterzuführen. (Oberlandesger. Hamburg, Bf. I. 246/18.)

Unzulässigkeit der öffentlichen Klagezustellung an eine im besetzten Teile Deutschlands wohnende Partei.

(Oberlandesgericht Hamburg, Bs. Z. VI. 4/19.)

(Nachdruck verboten.) Ein Gewerbetreibender, der in einen Prozeß verwickelt war, wollte einer Firma im besetzten Teile Deutschlands, in Zweibrücken, den Streit verkünden und beantragte gemäß § 202, Abs. 2 der Zivilprozeßordnung die öffentliche Zustellung der Klage, indem er behauptete, die fragliche Vorschrift — wonach die öffentliche Zustellung auch dann zulässig ist, wenn bei einer im Auslande zu bewirkenden Zustellung die Befolgung der für diese bestehenden Vorschriften nicht ausführbar ist oder keinen Erfolg verspricht — müsse auch hier Anwendung finden.

Indessen hat das Oberlandesgericht Hamburg dahin entschieden, daß die öffentliche Zustellung im vorliegenden Falle nicht gerechtfertigt sei.

Wenn das Gesetz — so heißt es in den Gründen — statt einer Zustellung im Auslande oder in der Wohnung eines Exterritorialen unter bestimmten Voraussetzungen die öffentliche Zustellung zuläßt, so läßt es aus berechtigten und leicht verständlichen Gründen das Interesse der im Auslande weilenden Personen hinter das Interesse der im Inlande sich aufhaltenden Personen zurücktreten. Die Anordnung einer öffentlichen Zustellung birgt für denjenigen, für den sie bestimmt ist, die Gefahr in sich, daß für ihn die Rechtsfolgen der Zustellung eintreten, ohne daß er von der Zustellung etwas erfahren hat. Es fehlt an einem Grunde, der es rechtfertigen könnte, daß ein Deutscher, der in dem vom Feinde besetzten Gebiete wohnt, in dieser Weise gegenüber dem, der in dem vom Feinde nicht besetzten Gebiete weilt, benachteiligt werde. Zuzugeben ist, daß es für den Antragsteller nachteilig ist, wenn er der fraglichen Firma den Streit nicht verkünden kann; indessen erfordert es der Standpunkt des Rechts, daß die Interessen der Deutschen hüben und drüben gleichgewogen werden, und bei einer solchen Abwägung der Interessen erscheint es unrichtig, die Bestimmung des § 203, Abs. 2 der Zivilprozeßordnung ausdehnend auch auf eine Zustellung im besetzten Teile Deutschlands anzuwenden. rd.

Unterliegen die von einem Unternehmer auf fremdem Grund und Boden aufgeführten Beton- und Eisenbetonarbeiten der Warenumsatzsteuerpflicht?

(Entscheidung des Reichsgerichts vom 12. November 1918.)

(Nachdruck verboten.) Ein Unternehmer führt auf fremdem Grund und Boden Beton- und Eisenbetonarbeiten aus. Für derartige Bauten hatte der Unternehmer unter Vorbehalt Warenumsatzsteuer gezahlt, die er im Wege der Klage zurückforderte.

Das Reichsgericht hat dahin erkannt, daß für derartige Werklieferungen Warenumsatzsteuer nicht zu zahlen ist.

Eine Ware ist geliefert, so heißt es in den Gründen, wenn das Eigentum an einer beweglichen Sache auf Grund eines Kauf- oder sonstigen Anschaffungsgeschäftes einem anderen übertragen ist. Den Warenlieferungen gleichstehen sollen Lieferungen aus Werkverträgen, wenn der Unternehmer das Werk aus von ihm zu beschaffenden Stoffen herzustellen verpflichtet ist und es sich hierbei nicht nur um Zutaten oder Nebensachen handelt. Hierzu sollen indessen diejenigen Werklieferungsverträge nicht gehören, in denen sich jemand verpflichtet, auf einem von ihm zu beschaffenden Grundstück und aus von ihm zu beschaffenden Stoffen ein Gebäude zu errichten und das bebaute Grundstück dem Besteller zu übereignen, denn hier handelt es sich ja nicht um bewegliche Sachen. Eine die Warenumsatzsteuerpflicht begründende Lieferung aus einem Werkvertrag liegt vor, wenn der Unternehmer auf Grund des Vertrages verpflichtet ist, aus von ihm zu beschaffenden Stoffen, bei denen es sich nicht nur um Zutaten oder Nebensachen handeln darf, eine bewegliche Sache herzustellen, sie dem Besteller zu übergeben und ihm das Eigentum daran zu übertragen.

Die Geschäfte des Klägers, um die es sich hier handelt, weisen diese Merkmale nicht auf. Der Kläger stellt überhaupt keine beweglichen Sachen her, sondern er fügt Baustoffe als neue wesentliche Bestandteile in unbewegliche Sachen der Besteller ein. Es kann deshalb auch keine Übertragung des Eigentums einer beweglichen Sache stattfinden. Würde der Fall so liegen, daß der Kläger erst das Eigentum an den Baustoffen auf die Besteller überträgt und nachher das Gebäude daraus errichtet, so würde selbstverständlich ein steuerpflichtiger Umsatz von beweglichen Sachen vorliegen. So liegt doch aber der Fall hier nicht. Der Kläger entäußert sich zwar seiner Ware, indem er sie in das Grundstück des Bestellers hineinbaut, der Besteller empfängt aber keine Ware, und deshalb liegt auch kein Warenumsatz vor. Der Eigentumsübergang findet auch nicht statt auf Grund der §§ 929 ff. BGB bzw. der die Warenlieferung betreffenden Bestimmungen des Handelsgesetzbuchs, sondern auf Grund der sachenrechtlichen Vorschriften des § 946 BGB, wonach sich das Eigentum an dem Grundstück auch auf dessen wesentliche Bestandteile erstreckt. Ein auf fremdem Grund und Boden errichtetes Bauwerk kann nicht mehr geliefert werden; es gehört ohnehin bereits dem Besteller.

Sonach kann für Fälle der vorliegenden Art von einer Warenumsatzsteuer keine Rede sein. rd.

Zur Frage der Unfallversicherung jugendlicher Personen.

(Entscheidung des Reichsversicherungsamtes vom 12. Februar 1919.)

(Nachdruck verboten.) Ein Knabe, der, ohne eine Entschädigung zu erhalten, öfters in einem maschinellen Betriebe tätig war, wo er seiner Mutter half, war verletzt worden und verlangte Unfallentschädigung, deren Zahlung die zuständige Berufsgenossenschaft mit der Begründung verweigerte, der Verletzte habe ja gar keinen Lohn erhalten, er sei auch in dem fraglichen Betriebe niemals angestellt gewesen.

Trotzdem hat das Reichsversicherungsamt dahin erkannt, daß die Zahlung einer Unfallrente zu erfolgen habe. Alle in einem versicherungspflichtigen Betriebe beschäftigten Arbeiter sind eben — so heißt es in den Gründen — kraft Gesetzes versichert. Keinen Unterschied macht das Alter, sofern eine ernsthafte Arbeitstätigkeit vorliegt. Ebenso ist es unerheblich, ob ein Lohnbezug stattgefunden hat, ob eine regelmäßige und länger dauernde Beschäftigung vorgelegen hat. Im vorliegenden Falle ist der Verletzte mit Wissen des Betriebsunternehmers in dem Betriebe tätig gewesen. Darauf, daß die von dem Verletzten verrichtete Arbeit eine leichte und geringfügige war, kann es nicht ankommen, da Jugendliche naturgemäß nur nach Maßgabe ihrer jugendlichen Kräfte sich im Betriebe nützlich machen können. Jedenfalls hat der Verletzte mit Wissen und unter Duldung des Betriebsunternehmers wiederholt in dem Betriebe gearbeitet, mithin eine auf die Förderung des Betriebes gerichtete Tätigkeit ausgeübt.

Nach alledem war der Knabe, als er seiner Mutter half, als gegen Unfall versicherte Person anzusehen. rd.

Haftung des Bauunternehmers für den durch Einsturz einer fehlerhaft konstruierten Mauer verursachten Unfall.

(Entscheidung des Reichsgerichts vom 7. Juli 1919.)

(Nachdruck verboten.) Die Klägerin war beim Einsturze einer ca 2 m hohen Mauer verschüttet und schwer verletzt worden. Mit der Behauptung, die Mauer sei fehlerhaft konstruiert gewesen und außerdem nicht ordnungsmäßig instand gehalten worden, nahm sie den Eigentümer des Grundstücks sowie den Bauunternehmer, der die Mauer errichtet hatte, auf Schadensersatz in Anspruch.

Der beklagte Grundstückseigentümer machte geltend, die in Frage kommende Mauer sei im Jahre 1910 errichtet worden, habe also, als der Unfall sich ereignete, erst fünf Jahre gestanden, und es habe sich daran nichts gezeigt, was auf eine Einsturzgefahr hätte deuten können. Die fehlerhafte Konstruktion der Mauer aber falle ihm nicht zur Last, da die Mauer von einem Bauunternehmer errichtet worden sei, auf dessen Sachkunde er sich habe verlassen dürfen.

Die Vorinstanzen hatten die Schadensersatzpflicht beider Beklagten verneint. Es sei erwiesen, so hatte das Gericht gemeint, daß den Beklagten Grundstückseigentümer kein Verschulden an dem Einsturz der Mauer treffe, und dem Bauunternehmer müsse zugute gehalten werden, daß er sich bei Errichtung der Mauer an bewährte Vorbilder gehalten habe. Ausschlaggebend für die Ablehnung der Haftpflicht des beklagten Bauunternehmers war nach Ansicht des Gerichts, daß die Klägerin die Ursache des Einsturzes nicht nachgewiesen habe, daß insbesondere nicht aufgeklärt sei, welcher Umstand neben dem an dem Unfallstage herrschenden Wind zum Einsturze der Mauer mitgewirkt habe und daß eine Aufklärung hierüber nicht mehr möglich sei, da inzwischen die Mauer erneuert worden sei.

Die Klägerin legte, insoweit auch die Haftpflicht des Bauunternehmers verneint wurde, Revision ein, und das Reichsgericht hat das Rechtsmittel für begründet erachtet. Die Vorinstanz hat festgestellt, daß die Anlage der Mauer und die Verspannung der Pfeiler, die nur 38 cm stark waren, unrichtig gewesen seien und daß die Pfeiler keine hinreichende Standfestigkeit besessen hätten. Wenn die Vorinstanz trotzdem verlangt, daß die Klägerin die Ursachen des Einsturzes nachweise, so verletzt sie die Grundsätze über den ursächlicher Zusammenhang und die Beweislast.

Hat eine Einrichtung Mängel, so führte der Gerichtshof aus, die nach dem natürlichen Verlauf der Dinge und nach der Erfahrung des Lebens besonders geeignet sind, einen bestimmten schädlichen Erfolg zu begünstigen, so ist, wenn dieser Erfolg eintritt und keine andere Ursache des Schadens feststellbar ist, bis zum Beweise des Gegenteils anzunehmen, daß diese Mängel mindestens zu dem schädlichen Erfolge beigetragen haben. Den Beweis des Gegenteils hat derjenige zu führen, der die Mängel vertreten muß, im vorliegenden Falle also der beklagte Bauunternehmer. — Nach aller Erfahrung stürzt eine vor wenig Jahren nach den Regeln der Baukunst dauerhaft ausgeführte Mauer nicht ein, wenn kein äußeres Ereignis sie zum Einsturze bringt. Es ist weder festgestellt, daß an dem Unfallstage ein Sturm von so orkanartiger Stärke geherrscht hat, daß er eine ordnungsmäßig erbaute Mauer umwerfen konnte, noch daß sonst eine Ursache, die von dem Beklagten nicht zu vertreten ist, den Einsturz der Mauer herbeigeführt hat. — Die Lücke in der Aufklärung fällt nach alledem nicht der Klägerin zur Last, sondern dem Beklagten, dem der Gegenbeweis obliegt, daß die fehlerhafte Konstruktion der Mauer nicht die Einsturzursache war. rd.

PATENTBERICHT.

Vorbemerkung.

Die erste Ziffer bezeichnet bei den bekanntgemachten Anmeldungen (A) die Klasse mit Angabe der Gruppe. Dann folgt das Aktenzeichen; bei allen Eingaben ist dieses Aktenzeichen an erster Stelle anzuführen.

Der weiter genannte Anmelder hat für den angegebenen Gegenstand an dem an letzter Stelle bezeichneten Tage die Erteilung eines Patents nachgesucht. Für den Gegenstand der Anmeldung treten mit der Bekanntmachung zugunsten des Patentsuchers einstweilen die gesetzlichen Wirkungen des Patents ein.

Innerhalb der Frist von zwei Monaten nach der Veröffentlichung, die am Tage nach der Bekanntmachung im Reichsanzeiger zu laufen beginnt und mit Ablauf des die gleiche Nummer wie der Tag der Veröffentlichung tragenden Tages im übernächsten Monat endigt, kann gegen die Erteilung des Patents Einspruch erhoben werden.

Gedruckte Patentschriften erscheinen erst nach Erteilung des Patents; sie können erst dann bestellt werden. Bestellungen sind an das Reichspatentamt, Berlin SW 61, zu richten. Sie müssen das Patent nach Nummer, Namen und Gegenstand angeben. Der Preis der einzelnen Patentschrift ist 2 M., beim Bezuge von mindestens 20 Stück einer Nummer oder bei Vorbestellungen auf einzelne Klassen, Unterklassen oder Gruppen je 1 M.

Bei den erteilten Patenten (B) ist ebenfalls zunächst Klasse und Gruppe angegeben; dann folgt die Nummer, unter der das Patent, und Name und Adresse desjenigen, für den es in die Patentrolle eingetragen ist. Daran schließt sich die Bezeichnung des Patents an. Das beigefügte Datum gibt den Beginn der Dauer des Patents an. Den Schluß bildet das Aktenzeichen.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 20. XI. 1919.

Kl. 35 b, Gr. 1. E 23 706. Friedrich Edelmann, Cannstatt, Teckstraße 97. Verladebrücke. 31. I. 19.

Kl. 37 a, Gr. 6. N 17 474. Emil Neupert, Stuttgart, Johannisstraße 49. Freitragendes Dach.: Zusatz zu Patent 312 520. 19. VIII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 24. XI. 1919.

Kl. 35 b, Gr. 1. D 35 980. Karl Dittelbach, Essen (Ruhr), Heerenstraße 13. Kabelkran: Zusatz zu Anmeldung D 35 277. 11. VI. 19.

Kl. 84 b, Gr. 1. B 88 147. Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgart, Karlstraße 3. Vorrichtung zum Heben von Schiffströgen mit Hilfe rollender Gegengewichte. 22. IV. 15.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 1. XII. 1919.

Kl. 65 b, D 35 560. Deutsche Maschinenfabrik A. G., Duisburg. Schiffsaufschleppanlage mit zwei oder mehreren nebeneinander liegenden Schleppbahnen. 12. III. 19.

Kl. 80 a, Gr. 33. C 24 748. Chemisches Laboratorium für Tonindustrie und Tonindustrie-Zeitung. Prof. Dr. H. Seger und E. Cramer G. m. b. H., Berlin. Verfahren zur Herstellung von Auskleidungsplatten aus gebranntem Ton für Betonrohre. 24 III. 14.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. XII. 1919.

Kl. 19 a, Gr. 24. H 71 738. Paul Henck, Goch, Gut Heidfort. Schienenbefestigung für Schmalspurbahnen durch Spannstangen, die die Schienen in Außenhalter auf der Schwelle pressen. 24. II. 17.

Kl. 37 b, Gr. 1. F 43 864. Dipl.-Ing. H. Frettlöh, Augustwalde, Kreis Naugard. Formstein. 11. X. 18.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 24. XI. 1919.

Kl. 37 a, Gr. 4. 317 902. J. Brüning und Sohn, A. G., Berlin. Hohlwand. 24. II. 18. B 85 653.

Kl. 37 b, Gr. 5. 317 871. Dipl.-Ing. Willy Sabersky-Müßigbrodt, Berlin, Moosdorfstraße 13. Verfahren zur Anbringung von zur kraftübertragenden Verbindung zwischen Holz- und Metallteilen dienenden, dünnwandigen Metallbeschlägen. 22. VIII. 18. S 48 856.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 1. XII. 19.

Kl. 5 c, Gr. 4. 318 002. Hermann Müller, Düsseldorf, Lindenstraße 234. Aus einem oberen und unteren Teil bestehender, einknickbarer Grubenstempel. 6. III. 18. M 62 745.

Kl. 19 a Gr. 28. 318 069. Maschinenfabrik Buckau A.-G. Magdeburg. Gleisrückmaschine. 24. XII. 18. M 64 550.

Kl. 37 f, Gr. 2. 318 045. Gärtner und Aurich, Dresden. Eckverbindung für rechteckige Behälter aus $\frac{1}{2}$ Stein starkem, bewehrten Mauerwerk. 26. VIII. 17. G 45 571.

Kl. 84 c, Gr. 5. 318 060. Siemens und Halske A. G., Siemensstadt. Verfahren zur Herstellung von Unterpflastertunneln. 25. II. 16. S 44 982.

C. Auszüge aus Patentschriften.

Kl. 19 a, Gr. 28. Nr. 318 069. Maschinenfabrik Buckau, Akt.-Ges. in Magdeburg. Gleisrückmaschine. Patentiert vom 24. XII 1918 ab.

Bei der Verwendung von Gleisrückmaschinen zum Verschieben von Gleisen bilden sich in den Schienen leicht örtliche Einbeulungen, die schließlich dahin führen, daß die Stellung der Gleisrückmaschine zum Gleise unstatthafte Schwankungen erleidet. Insbesondere verbiegen sich leicht die Enden der einzelnen Schienenstücke.

Man hat vorgeschlagen, die Schienen durch die Gleisrückmaschine selbst wieder zu richten, indem die Rollen der Gleisrückmaschine gerade hintereinandergestellt werden. Es hat sich aber herausgestellt, daß die Gleisrückmaschine wohl in der Lage ist, das Gleis im allgemeinen in eine geradlinig verlaufende Lage zu bringen. Örtliche Einbeulungen in den Schienen kann sie dagegen nicht beseitigen, da sie bei ihrer großen Länge eine so große Elastizität besitzt, daß sie über die örtlichen Beulen hinweg geht, ohne die Schienen zu richten.

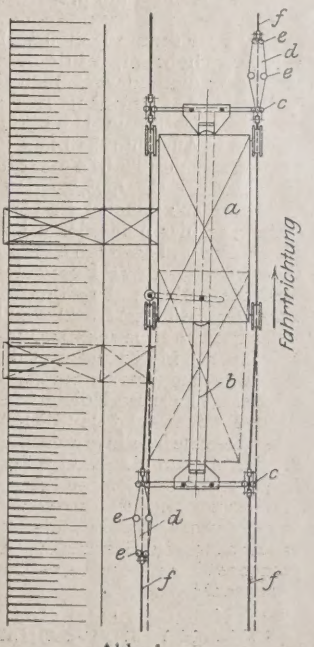


Abb. 1.

Nach der Erfindung sollen solche örtlichen Einbeulungen stets sofort wieder beseitigt werden, indem mit der Gleisrückmaschine ein besonderer Schienenrichter von kurzer Baulänge verbunden ist, der ständig mit ihr zusammen arbeitet. Die Schienen sollen dadurch ständig gerade gehalten werden.

Unter einem Bagger a arbeitet eine Gleisrückmaschine b mit den Verschieberollenpaaren c. An diese Maschine ist eine Gleisrichtvorrichtung d angehängt, die mit zwei Rollenpaaren e ausgestattet ist. Als drittes Rollenpaar der Gleisrichtvorrichtung ist bei diesem Beispiel das Druckrollenpaar c der Gleisrückmaschine benutzt, indem die mit zwei Rollenpaaren e ausgerüstete Gleisrichtvorrichtung d zwischen den Druckrollen c gelenkig mit der Gleisrückmaschine gekuppelt ist. Die Schienen f werden durch die Gleisrichtvorrichtung gerade gehalten.

Für jede Schiene genügt eine Gleisrichtvorrichtung, die vor oder hinter der Gleisrückmaschine laufen kann. Es können jedoch für jede Schiene auch mehrere Gleisrichter benutzt werden, die auch gekuppelt sein können, um den Schienenabstand aufrecht zu erhalten.

Kl. 20 i, Gr. 11. Nr. 318 104. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft in Berlin. Abhängigkeit zwischen getrennten Fahrstraßen- und Signalhebeln bei Kraftstellwerken. Patentiert vom 28. I. 1919 ab.

Die übliche mechanische und elektrische Abhängigkeit zwischen Fahrstraßen- und Signalhebeln macht es erforderlich, an jedem Fahrstraßenhebel ein Anzahl Schalteinrichtungen zu wiederholen, die für die betreffende Fahrstraßengruppe immer die gleiche Wirkung haben. Die Vereinigung des Fahrstraßen- und Signalhebels zu einem Stellglied erscheint zwar äußerlich als Vereinfachung, bedingt jedoch für die Fahrstraße außer den vorgenannten die Wiederholung aller Einrichtungen, die bei getrennten Hebeln für jede Fahrstraßengruppe nur einmal im Signalhebel nötig ist.

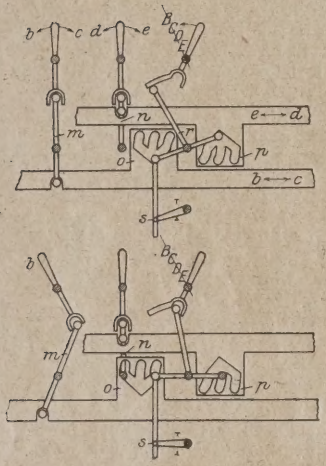


Abb. 2 und 3.

Durch die Erfindung wird die größtmögliche Vereinfachung erreicht, indem an dem einen von beiden Hebeln gesteuerten Element alle Schalteinrichtungen vereinigt sind, die für alle Fahrstraßen gemeinsam wirken. Es brauchen daher weder diese noch die der Signalhebel wiederholt werden.

Die Zeichnung zeigt ein mechanisches Ausführungsbeipsiel dieser Abhängigkeit in Abb. 2 in der Ruhelage der Hebel. Fahrstraßenhebel b, c; d, e stehen durch Zwischenhebel m, n mit Schiebern b, c; d, e in Verbindung, so daß diese der Bewegung der Fahrstraßenhebel folgen können. Auf den Schiebern sind Stell- und Ausschlußstücke o, p befestigt, in deren Rinnen wagerechte Arme eines dreiarmigen Ausschlußhebels r greifen. Ein senkrechter Arm des Ausschlußhebels liegt unter einem Schnabel des Signalhebels B, C, D, E, so daß dieser nicht stellbar ist. An den Ausschlußhebel r angeschlossen sind Schalteinrichtungen s und hier nicht dargestellte, sonst notwendige elektrische Sperr- und Freigabeeinrichtungen.

Wird eine der Fahrstraßen eingestellt, z. B. wie in Abb. 3 die Fahrstraße b, so folgt der Schieber in gleicher Richtung. Infolgedessen macht der Ausschlußhebel r eine Drehbewegung, indem er der Stellrinne von o folgt, auf der anderen Seite in die Ausschlußrinne von p eintritt und mit seinem oberen Arm unter den Einschnitt des Signalhebels geht und diesen freigibt.

Ist dann auch die elektrische Freigabe für den Signalhebel eingetreten, die auch auf den Ausschlußhebel r wirken kann, so kann der Signalhebel umgelegt werden, was bezüglich des Ausschlußhebels r nur zur Folge hat, daß seine wagerechten Arme sich in den Stellrinnen weiterbewegen.

Auf diese Weise können alle für die Fahrstraßengruppe gemeinsamen und auch die für den Signalhebel nötigen Schalt-, Sperr- und Freigabeeinrichtungen an dem Ausschlußhebel r vereinigt werden. Die Zahl der Fahrstraßengruppen kann beliebig vermehrt werden. Wegen der Einheitlichkeit der angewandten Sperrelemente kann natürlich im Sonderfall auch die Abhängigkeit zwischen einem einzigen Fahrstraßen- und den zugehörigen Signalhebeln in gleicher Weise angewandt werden, wie hier für zwei oder mehrere Fahrstraßenhebel mit einem gemeinsamen Hebel dargelegt wurde.

Kl. 84 c, Gr. 5. Nr. 318 060. Siemens & Halske Akt.-Ges. in Siemensstadt b. Berlin. Verfahren zur Herstellung von Unterpflastertunneln. Patentiert vom 25. II. 1916 ab.

Die Erfindung betrifft ein Verfahren zur Herstellung von Unterpflastertunneln, bei dem an den Seiten des herzustellenden Tunnels zunächst Betonpfähle in einem solchen Abstande und einer solchen Stärke eingebracht werden, daß sie die fertige Tunneldecke einschließlich Straßenlast tragen und gleichzeitig die Baugrube seitlich einfassen. Das Neue besteht darin, daß die endgültige Tunneldecke und zugleich die Schicht zur Dichtung des Anschlusses für die Seitenwände in einem Zug hergestellt werden, indem die Kopfenden der Betonpfähle durch eine wagrechte Platte aus Beton oder Eisen miteinander verbunden werden, worauf eine druckfeste Dichtungsschicht mit überstehenden Rändern für den späteren Anschluß der Dichtungsschichten für die Decke und die Seitenwände gelegt wird.

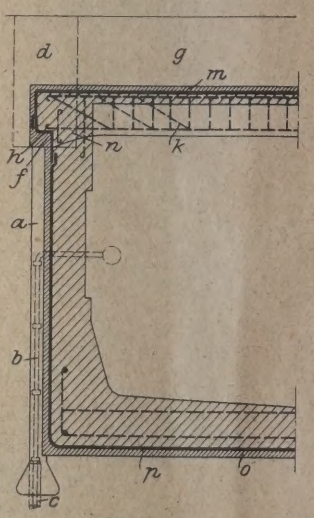


Abb. 4.

Die Betonpfähle a (s. Abb. 4) werden in Abständen, die nach der Stand- und Tragfestigkeit des Bodens gewählt werden, zuerst hergestellt, und zwar in Kies- und Sandboden vornehmlich aus dünnflüssigem Gußbeton unter Druck, so daß durch die Zementmilch das umliegende Erdreich gefestigt wird. Macht der Grundwasserstand eine spätere Wasserhaltung nötig, so werden gleichzeitig zwischen den Pfählen a die Saug- und Filterrohre b, c eingebracht. Alsdann werden an den Seiten des Tunnels die Kanäle d und e ausgehoben und die Pfahlköpfe durch eine Betonschicht f oder durch eine Eisenplatte (Walzeisen o. dergl.) miteinander verbunden. Hierauf wird die Straßendecke und der noch stehengebliebene Boden g bis zur Oberkante der Betonschicht f entfernt und diese mit einer druckfesten Dichtungsschicht h (z. B. Siebelschen Platten) bedeckt, die an den Rändern für den späteren Decken- und Seitenanschluß genügend weit übersteht. Nun werden die endgültigen Deckenträger k verlegt. Zur Aufnahme des bei der Ausschachtung des Tunnels entstehenden Seitendrucks sind in der Längsrichtung durchgehende Walzeisen vorgesehen, die mit dem unteren Flansch des Deckenträgers k verbunden sind. Nun werden zur Bildung der Decke Stegzementdielen oder Rippensteine, Stampf- oder Gußbeton eingebracht. Bei Verwendung von Beton wird der gewachsene Boden durch Auflegen von Schalbrettern geebnet. Sodann wird die Asphaltschicht l hergestellt und an die Dichtungsschicht h angeschlossen. Nach Vollendung der Schutzschicht m wird die Straße wieder endgültig für den Verkehr fertiggestellt. Unter der fertigen Decke wird nun der Tunnel ausgeschachtet und seine Sohle und Seitenwände fertiggestellt.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Ausgeführte Eisenbetonkonstruktionen. 29 Beispiele aus der Praxis von Dipl.-Ing. Otto Hausen, Verlag J. Springer.

Der Verfasser veröffentlicht eine Anzahl von kleineren Beispielen, die er nach den ministeriellen Bestimmungen berechnet und deren Ausführung er selbst beaufsichtigt hat. Es sind lauter Beispiele, die im Hochbau beinahe täglich vorkommen, Decken, Stützen und Treppen bis zu einem kleinen Wasserbehälter und Stützwänden. Der Verfasser hat sich streng an die ministeriellen Bestimmungen und deren offiziöse Kommentare gehalten und diese Aufgabe sorgfältig und übersichtlich durchgeführt. Für den im Hochbau tätigen jüngeren Eisenbetontechniker dürfte das Buch eine Anzahl wertvoller Übungsbeispiele enthalten und ihm die ersten Arbeiten im Büro erleichtern. In diesem Sinne kann dasselbe empfohlen werden. E. P.

Musterbeispiele zu den Bestimmungen für Ausführung von Bauten aus Eisenbeton vom 13. I. 1916, herausgegeben im Min. d. öff. Arb. Mit 38 Textabbildungen, Verlag Ernst & Sohn, Preis geh. 1,80 M.

Neben den nichtoffiziellen Erläuterungen zu den Bestimmungen sind nunmehr offiziell Musterbeispiele herausgegeben worden. Der Zweck ist mir nicht ganz klar. M. E. wird durch derartige Veröffentlichungen, gegen die nichts einzuwenden wäre, wenn sie von privater Seite erfolgt wären, die Gefahr vergrößert, daß sich jeder technisch nicht entsprechend Vorgebildete mit Aufgaben beschäftigt, denen er nicht gewachsen ist. Durch diese amtliche Veröffentlichung könnte der Eindruck hervorgerufen werden, daß eine Berechnung selbst der einfachsten im Hochbau vorkommenden Fälle auch ohne entsprechende Schulung jedem ermöglicht werden soll, der sich mit Eisenbeton befassen will. Für den vorgebildeten Techniker sind die Musterbeispiele entbehrlich, für andere eine Ermunterung, sich mit Aufgaben zu befassen, die nur mit Hilfe einer richtigen Schulung sachgemäß gelöst werden können; gleichgültig auf welchem Wege diese Schulung erworben wird. Im Eisenbau sind m. W. bisher zu den amtlichen Bestimmungen keine Musterbeispiele erschienen, und das mit Recht, obgleich da die Verhältnisse einfacher liegen. Im Eisenbetonbau lag zu den Musterbeispielen um so weniger Grund vor, als kein Mangel an Rezeptenbüchern in der reichen Literatur besteht.

Eine Förderung des Eisenbetonbaues ist durch die Veröffentlichung nicht zu erwarten. Wer die Entwicklung des Eisenbetons kennt, weiß, daß eine Anzahl von Unfällen nur darauf zurückzuführen war, daß sich allzuviele mit Berechnungen befaßten, deren Tragweite sie nicht beurteilen konnten. E. Probst.

„Schnellfilter, ihr Bau und Betrieb", von Baurat Ziegler, Clausthal. Mit 151 Figuren und 1 Tabellentafel. Leipzig, Verlag Otto Spamer 1919. Geh. 20 M., geb. 24 M., dazu 20 % Teuerungszuschlag.

Ziegler will gegenüber den bei Wasserversorgungsanlagen zumeist gebräuchlichen Langsamfiltern mehr Beachtung wecken für Schnellfilteranlagen, bei denen sich die Filterschicht nicht wie bei jenen durch Niederschlag der natürlichen Verunreinigungen des Wassers äußerst langsam selbst erzeugt, sondern durch Zusatz von Chemikalien in wenigen Minuten künstlich gebildet wird und ebenso schnell wieder entfernt werden kann, wenn ihre Leistungsfähigkeit ausgenutzt ist, um sogleich neu ersetzt zu werden. Als Vorteile der Schnellfilter hebt Ziegler hervor:

1. daß ihr Bedarf an Bodenfläche nur einen Bruchteil des für Langsamfilter benötigten Flächenbedarfs beträgt, da 1 qm Filterfläche beim Schnellfilter bis zu 140 cbm/Tag, beim Langsamfilter dagegen nur 2—3 cbm/Tag liefert, sodaß nicht nur die Unterbringung der Anlage sehr erleichtert und von den örtlichen Verhältnissen unabhängig gemacht ist, sondern auch der Schutz der Oberfläche gegen Temperatureinflüsse und Verunreinigung viel leichter, billiger und vollkommener erreicht werden kann.
2. Zugesetzte Fäll- und Reinigungmittel wirken nicht störend, wie bei Langsamfiltern, sondern ordnen sich dem Schnellfiltrationsverfahren naturgemäß ein.
3. Der Bedarf an Filtermaterial ist viel geringer, nicht nur entsprechend der geringeren Ausdehnung der Gesamtanlage, sondern auch deshalb, weil eine wochen- und monatelange Außerbetriebsetzung der einzelnen Becken nicht notwendig ist, um das Filtermaterial zu reinigen und zu regenerieren, sondern zur Reinigung und erneuten Inbetriebsetzung wenige Minuten genügen, wobei freilich nach Z. die Unterbringung der Spülwässer einige Schwierigkeit macht, die aber m. E. nicht so groß sein dürfte, wenn man eines der bei Kanalisationsbetrieben üblichen Klärverfahren anwendet.
4. Das Reinigungsergebnis steht dem der Langsamfilter in keiner Hinsicht nach. Die Betriebskosten an sich sind zwar höher, die Anlagekosten aber dafür so viel niedriger, daß die Reinigung des Wassers nicht unwesentlich billiger wird. Dieser Gesichtspunkt muß gerade in jetziger Zeit wohl beachtet werden und läßt es geboten erscheinen, auch bei uns in Deutschland mehr als bisher die Schnellfiltration zu erproben, um im Falle des Nachweises ihrer Überlegenheit für unsere Verhältnisse ihre Einführung in weiter Verbreitung zu betreiben.

Bisher ist die Schnillfiltration in großem Umfange eingeführt in Amerika, wo der große Wasserverbrauch (300—400 cbm Kopf und Tag) und die Entnahme aus natürlichen Wasserläufen und -becken ihnen freilich gegenüber den Langsamfiltern eine erhöhte Überlegenheit sichert.

Z. hat, wie er sagt, in jahrelanger Arbeit die einschlägigen Angaben aus den Zeitschriften gesammelt und durcharbeitet und hat es sich besonders angelegen sein lassen, Grundsätze festzustellen über die Auswahl, Behandlung und Wirkung der geeigneten Chemikalien mit Bezug auf die verschiedenen Rohwasser sowie für den Bau und Betrieb der Absitz-, Misch- und Niederschlagsbecken und der Filter- und Maschinenanlagen. Er bietet also eine kritisch durcharbeitete Sammlung dessen, was sich sonst der Einzelne in mühseliger Arbeit selbst aus den Zeitschriften zusammensuchen müßte. Die zahlreichen Abbildungen ergänzen die Schrift in wertvoller Weise. Die Schrift wird nicht nur allen, die Wasserversorgungen zu bearbeiten haben, so viel Lehrreiches und Anregendes bieten, daß jeder von ihnen sie gelesen haben sollte, sondern auch die Fachgenossen, die Abwasserkläranlagen bearbeiten, werden manche Anregung daraus schöpfen können.

Es wäre zu wünschen, daß solche Arbeiten, die für bestimmte Gebiete aus der Zeitschriftenliteratur das Einschlägige sammeln und durcharbeiten, auch sonst mehr als bisher geliefert würden. Besonders erfreulich ist es aber, wenn die ausländische und fremdsprachige Literatur, die sonst nur wenigen zugänglich wird, durchforscht wird, um Gutes für uns nutzbar zu machen. K. A. Hoepfner, Karlsruhe.

Das wirtschaftliche Gefüge der Eisenbetonbauunternehmung. Von Dr.-Ing. Th. Feuerstein. Verlag Wissenschaftl. Antiquariat und Verlagshandlung Creutzer G. m. b. H., Aachen 1919.

Die Abhandlung füllt eine Lücke aus in der Eisenbeton-Literatur, indem sie das Problem der gewerbepolitischen Stellung der Eisenbetonunternehmung aufrollt und behandelt. Ausgehend von der Entstehung der Eisenbetonunternehmung, wird diese behandelt als großgewerblich-kaufmännischer Betrieb. Im einzelnen sind Abschnitte gewidmet der Arbeiterschaft nebst den für sie geltenden Vorschriften und ihrer Organisation, den Betonbaupolieren, den technischen und kaufmännischen Angestellten und der Unternehmerschaft, wobei auch deren Vereinigungen gedacht wird. Ein weiterer Teil ist den Voraussetzungen für die Bildung der Großbetriebe im Eisenbetonbau gewidmet, und zwar der Arbeitsorganisation, der Maschinenanwendung und den technischen sowie kaufmännischen Forderungen. Endlich wird die gewerbepolitische Stellung der Eisenbetonunternehmung behandelt.

Schon diese kurze Inhaltsangabe dürfte zur Genüge erweisen, daß hier eine — an und für sich kurz gefaßte (92 Seiten), aber recht inhaltsreiche und für die Jetztzeit gerade bedeutungsvolle Veröffentlichung vorliegt, die bei ihrer klaren und übersichtlichen Darstellungsart und geschickten Zusammenfassung allen denen erwünscht sein wird, die über die allgemeine Stellung der Eisenbetonunternehmung im Bauschaffen unserer Tage einen Überblick gewinnen wollen. M. F.

Dr. A. Guttmann, Die Verwendung der Hochofenschlacke im Baugewerbe. Herausgegeben im Auftrage des Vereins deutscher Eisenhüttenleute. Verlag Stahl und Eisen m. b. H. Düsseldorf 1919.

Im Hinblick auf die vielgestaltige Verwendung der Hochofenschlacke im Bauwesen wird die vorliegende Schrift in allen Fachkreisen mit Freude begrüßt werden, stellt sie doch erstmalig alles das klar und übersichtlich, dabei auch unparteilich zusammen, was über die Hochofenschlacke, ihre Zusammensetzung, ihre Eigenschaften, ihre Anwendung, die aus ihr gewonnenen Erzeugnisse und die hierbei gemachten Erfahrungen wissenswert sind und Allgemeingut der Fachgenossen werden sollte. Neben den Abschnitten, die sich mit der Entwickelungsgeschichte der Verwendung von Hochofenschlacke, ihrer wirtschaftlichen Bedeutung, ihrer Entstehung, Zusammensetzung, den Mauersteinen aus Schlackensand, der Anwendung im Straßen- und Gleisbau sowie im Hochbau (Putz, Kleinwohnungsbau usw.) befassen, werden den Betonfachmann im besonderen die Kapitel über die Bedeutung der Hochofenschlacke für die Zementherstellung und über die aus ihr gewonnenen Zemente sowie die Verwendung der Hochofenschlacke zu Beton fesseln. Hier sind auch die Richtlinien für die Lieferung von Hochofenschlacke zur Verwendung bei der Betonbereitung abgedruckt und ausführlich erläutert sowie eine größere Anzahl von Verwendungsstellen vorgeführt, bei denen Hochofenschlacke als Beimengung im Beton sich bestens bewährt hat. Man wird dem Verfasser darin durchaus beistimmen können, daß wir im Schlackensand und in der Stückschlacke Zuschlagstoffe für den Beton besitzen, die bei sachgemäßer Auswahl und Verarbeitung, namentlich in mageren Mischungen, einen durch besondere Vorzüge (Nagelbarkeit, Luftdurchlässigkeit, Leichtigkeit) ausgezeichneten Beton von bester Festigkeit liefern. Das Guttmannsche Werk sei allen Fachgenossen bestens empfohlen. Es ist wegen der allgemeinen Bedeutung, die heute im gesamten Bauingenieurwesen der Verwendung der Hochofenschlacke zukommt, für jeden Bauingenieur bedeutungsvoll und wohl geeignet seine Kenntnisse auf dem vorliegenden Sondergebiete zu vertiefen. M. F.

Technischer Index. (Jahrbuch der Technischen Zeitschriften, Buch- und Broschüren-Literatur. Herausgegeben von Heinrich Rieser. Ausgabe 1918 für die Literatur des Jahres 1917. 5. Jahrgang. Verlag für Fachliteratur. Berlin-Wien, Preis 8 M.

In bekannter zweckmäßiger Form und bewährter Ausstattung erscheint der Technische Index in seinem fünften Jahrgang. In ihm ist die Literatur von mehreren 100 Zeitschriften übersichtlich zusammengestellt, nach Hauptfachgruppen und in ihnen wieder nach den wichtigsten Einzelgebieten und den Unterabteilungen geordnet. Jeder Fachmann, der sich darüber unterrichten will, was in einer bestimmten Frage im Jahre 1917 in unserer technischen, in- und ausländischen Literatur zur Veröffentlichung gelangt ist, wird die ihm in dem Index gebotenen Literaturnachweisungen mit bestem Erfolge benutzen können. Deshalb wird auch die neue Auflage dem altbewährten Unternehmen neue Freunde werben und für seine Einbürgerung in immer weiteren Kreisen aus eigener Kraft sorgen. M. F.

Der Schutz Groß-Berlins vor Schadenfeuer. Von Dr. O. v. Ritgen, Geheimer Baurat. Zweite neubearbeitete Auflage mit 48 Textabb. Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin 1919. Preis geh. 10 M. kart. 12 M.

Das Werk behandelt alles das, was in Berlin und unter ähnlichen Verhältnissen in anderen Großstädten zur Brandverhütung und Feuersicherheit der Bauten ausgeführt und erprobt worden ist. Dabei sind alle die neuen Bestimmungen herangezogen, die für die Feuersicherheit der Theater, Warenhäuser, Betriebsstätten, Schulen, der Krankenhäuser, Kinos usw. in Berlin erlassen sind. Endlich sind auch alle die Maßnahmen in den Bereich der Betrachtungen gezogen, die als verkehrs-

technische Sicherheiten bezeichnet werden können und das Zu- sowie Abströmen zu stark belasteten Verkehrszentren regeln. Entsprechend diesem weitschauenden Programm behandelt das v. Ritgensche Buch die Förderung der Feuersicherheit bei Anlegung von Straßen und Plätzen, die baupolizeiliche Fürsorge in bezug auf Lampen und Licht, Feuerstätten und Schornsteine, das Verbot des Tabakrauchens, Blitzableiter, die massive Bauart, Brandabschnitte, Verkehrssicherheit, örtliche Rettungs- und Löscheinrichtungen und Maßnahmen bei zeitweisen Bauten und Ausstellungen, Feuerpolizei und endlich brandsichere Baustoffe und Bauteile. Es sind also — wenn auch vorwiegend auf Berliner Verhältnisse bezogen, alle die Gesichtpunkte und Einrichtungen gestreift bzw. ausführlicher behandelt, die überhaupt für den Schutz vor Schadenfeuer und deren Folgen zu treffen sind und ebensogut wie für Berlin auch für jede andere Großstadt Geltung finden. Deshalb hat das vorliegende Buch auch allgemeine Bedeutung und ein jeder Architekt wie Bauingenieur wird es in allgemeinen und in Sonderfragen mit bestem Erfolge als Wegweiser zu Rate ziehen und aus seinem Studium wertvolle Anregungen zu schöpfen vermögen. Deshalb sei das Buch auch bestens empfohlen. M. F.

H. Schlüter. Die Schubsicherung der Eisenbetonbalken durch abgebogene Hauptarmierung und Bügel, nach Vorschrift der neuen Bestimmungen vom 18. I. 1916. Nachlieferung. Verlag von Herrmann Meusser-Berlin. Preis broch. 0,80 M.

Zu der bereits im vergangenen Jahre besprochenen kleinen Schrift von Schlüter über den oben angeführten, viel umstrittenen Gegenstand liegt hier eine kurze Nachlieferung (13 Seiten Text mit 9 Abb.) vor. Ergänzung finden die Abschnitte der früheren Arbeit Nr. 8a über das Zusammenwirken von Zugstreben und Bügeln und einheitliche Berechnungsformeln und zu 2a: Fehler bei der Feststellung der Streben aus den Schubspannungsdiagrammen.

Die kurzen Berechnungen gehen von dem Gesichtspunkte aus, daß ein elastisches Zusammenwirken von Zugstrebe und Bügeln gleiche Beanspruchung in beiden bedingt. Die auf Bügel und Aufbiegungen entfallende Querkraft ist: $Q = Q_b + Q_d =$ der Querkraft, die von den Bügeln und den diagonal geführten Abbiegungen aufgenommen wird. Führt man letztere, wie üblich, unter 45° geneigt aus, so wird:

$$Q_d \cos 45^\circ = F_d \sigma_e;$$

$$Q_d = F_d \frac{\sigma_e}{\cos 45^\circ},$$

während

$$Q_b = F_b \sigma_e$$

ist. Hieraus folgt:

$$Q = F_b \sigma_e + F_d \sigma_e \sqrt{2}.$$

Hieraus kann entweder F_b oder F_d berechnet werden, wenn entweder der eine oder der andere Querschnitt zunächst gewählt wird, bezw. durch die Konstruktion gegeben ist. Da man i. d. R. den Querschnitt der Zugstrebe, also F_d, kennt, so folgt

$$F_b = \frac{Q - F_d \sigma_e \sqrt{2}}{\sigma_e}$$

Hierbei ist — nach der Schlüterschen Theorie — ein sogen. doppeltes Strebenfachwerk vorausgesetzt. Die Ausführungen des Verfassers zum Teil 2a: „Fehler betreffend die Feststellung der Streben aus den Schubspannungsdiagrammen" erscheinen zum mindesten strittig, da hiervon dem Auftreten von Rissen, bedingt durch Schubbelastungen an Stellen ausgegangen wird, an denen solche wegen der geringen Höhe der ersteren nicht wahrscheinlich erscheinen. Immerhin aber bieten auch die hier gegebenen Ausführungen erneut der Fachwelt Gelegenheit, die wichtige Frage der Abbiegungen der Eisen weiter zu behandeln. M. F.

Aufgaben aus Konstruktion und Statik I. 15 Aufgaben aus dem Eisenbetonbau mit Muster einer statischen Berechnung und einer Massenberechnung mit Auszug der Eiseneinlagen. Von Professor Martin Preuß, Breslau — mit 39 Abb. Berlin 1919. Verlag der Ostdeutschen Bau-Zeitung (Paul Steinke). Preis 5,00 M.

Das vorliegende kleine Buch soll, wie der Verfasser im Vorwort betont, kein Lehrbuch sein, sondern als Musterbuch bewertet werden. Wenn man auch über den Wert solcher Musterbücher im allgemeinen heute fast allseitig der Meinung ist, daß sie auf das bauliche Schaffen um deswegen nicht allzugünstig einwirken, weil sie jeden — also auch den Nichtfachmann — veranlassen können, nach den Mustern statische Berechnungen aufzustellen und hierbei schon viel Unheil angerichtet worden ist, so darf das doch eine gerechte Würdigung der vorliegenden Beispielsammlung nicht beeinträchtigen. Die Sammlung als solche ist nicht zweckmäßig, sie erstreckt sich auf viele häufiger vorkommenden Konstruktionsfälle und behandelt sie in klarer Art, hierbei den neuen Bestimmungen für die Berechnung der Verbundsbauten folgend.

M. F.

Ingenieur-Mechanik. Lehrbuch der technischen Mechanik in vorwiegend graphischer Behandlung von Dr.-Ing. Dr. phil. Heinz Egerer, Dipl.-Ing., vorm. Prof. an der Techn. Hochschule Drontheim. I. Bd. Graphische Statik starrer Körper. Mit 624 Textabb. sowie 238 Beispielen und 145 vollständig gelösten Aufgaben. Berlin, Verlag Julius Springer, 1919. Preis geh. 14,00 M., geb. 16,00 M. + Teuerungszuschlag.

Das vorliegende, ausgezeichnete Lehrbuch ist deshalb besonders hervorhebenswert, weil es bei allen seinen theoretischen Entwickelungen sich stets von dem Gedanken der Anwendung der Theorie in der Praxis bestimmen und leiten läßt und von diesem Gesichtspunkte ausgehend eine größere Anzahl von praktischen Beispielen und vollständig durchgerechneten Anwendungsaufgaben jeweilig an die theoretischen Darbietungen anfügt. Damit gewinnt das Buch nicht nur an anschaulicher Betrachtungsweise, sondern vor allem wird auch sein Wert für ein Selbststudium erhöht und einer nur allzu leicht bei dem Vertiefen in die reine Theorie sich einstellenden Eintönigkeit und Ermüdung des Lernenden vorgebeugt. Dabei ist es dem Verfasser gelungen, mit einem geringsten Aufwand geistigen Schaffens dem Leser ein Höchstmaß erreichbaren Wissens zu geben.

Der vorliegende erste Band behan delt die Statik starrer Körper und befaßt sich mit der Statik des materiellen Punktes, den allgemeinen Sätzen der Statik der starren Körper, den statischen Aufgaben der Ebene und des Raumes. Als Einleitung ist die Theorie der Vektoren und die Vektorenrechnung kurz behandelt, die aber namentlich für den vierten Band erst Bedeutung haben werden. Das Lehrbuch ist vorwiegend für den Bauingenieur, den Maschinen- und Elektroingenieur geeignet, für den Architekten bietet es viel zu viel; dessen Bedürfnisse auf dem Gebiete der Mechanik sind bei weitem geringer als sie das Egerersche Lehrbuch befriedigt. Für die eigentlichen Ingenieure aber ist das Werk ein ausgezeichneter Wegweiser und Lehrmeister.

Band 2 und 3 werden die weiteren Abschnitte aus dem Gebiete der Mechanik starrer und nicht starrer Körper bringen, einschließlich der Festigkeitslehre, während Band 4 besonderen Kapiteln dieser und alsdann der Dynamik gewidmet sein wird. M. F.

Der Brückenbau. Nach Vorträgen, gehalten an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag von Dipl.-Ing. Dr. h. c. Joseph Melan, Hofrat, o. ö. Prof. des Brückenbaues. I. Band: Einleitung und hölzerne Brücken mit 334 Abb. im Text und 1 Tafel. Zweite, vermehrte Auflage. Leipzig und Wien, Franz Deuticke, 1919. Preis geh. 17,50 M.

Das bereits seit seinem ersten Erscheinen im Jahre 1919 bestens bekannte und allbeliebte Werk von Melan erscheint in seinem ersten Bande in zweiter Auflage. Im allgemeinen sind nur geringe, wenigstens keinerlei einschneidende Veränderungen vorgenommen worden. Einteilung und Stoffbehandlung wie -verteilung sind die gleichen geblieben, wie sie als praktisch sich bewährt haben. Hinzugekommen sind einige neue Beispiele von Holzbrücken, die in den Kriegsjahren zur Ausführung gelangt sind und erkennen lassen, wie bedeutungsvoll — namentlich für zeitweise Bauten des Eisenbahn- und Straßenverkehrs — der Hoizbau in den letzten Jahren geworden ist. Bei dem voraussichtlich noch lange andauernden Mangel an Baustoflen, namentlich Eisen und Zement, dürfte dem Holzbau auch im Brückenbau in Zukunft eine erheblich größere Rolle zufallen als früher. Deshalb wird auch der neuerschienene, vorwiegend mit diesem Gebiete sich befassende Band des Melanschen Werkes einem allseitig empfundenen Bedürfnis entgegenkommen und von den Fachgenossen gern benutzt werden. Da in ihm auch fast alle einschläglichen theoretischen Fragen behandelt sind, wird der Band auch als ein willkommener und nicht in Stich lassender allgemeiner Ratgeber für das von ihm behandelte Gebiet sich weitere Freunde erwerben. M. F.

Der Rahmen. Einfaches Verfahren zur Berechnung von Rahmen aus Eisen und Eisenbeton mit ausgeführten Beispielen von Dr.-Ing. W. Gehler, ordentl. Prof. an der technischen Hochschule Dresden. Zweite neubearbeitete erweiterte Auflage mit 512 Textabbildungen. Preis geh. 18 M, geb. 20 M. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.

Es handelt sich um ein Werk des bekannten Fachgenossen, das jetzt in 2. Auflage nach kurzer Zeit erscheint und eine Erweiterung des von ihm eingeführten Verfahrens bedeutet, die statisch unbestimmten Größen mit Hilfe der Einspannungsgrade der Stabenden zu ermitteln. In anschaulicher, leicht faßlicher Weise werden hier eine Anzahl von Rechnungsbeispielen durchgeführt, und eine Reihe von Nebeneinflüssen besprochen. Daß sich die Berechnung für Eisenbetonrahmen nicht so einwandfrei durchführen läßt als für Eisenrahmen, dessen ist sich der Verfasser voll bewußt; denn es fehlen für die grundlegenden Annahmen die notwendigen Versuche.

Das Gehlersche Buch ist kein Rezeptenbuch und gehört doch zu den brauchbarsten und erfreulichsten Werken der Eisenbetonliteratur. Es kann aufs wärmste empfohlen werden. E. P.

Die Grundsätze wissenschaftlicher Betriebsführung. Von Taylor-Roesler. Verlag von R. Oldenbourg, München-Berlin 1919. Preis geh. M. 5,50 mit je 10% Verlags- und Sortimentsteuerungszuschlag.

Die Taylorsche Lehre zu studieren, bleibt eine Forderung, die an jeden Ingenieur gestellt werden muß. Da ist zur Einführung das vorliegende von Roesler vorzüglich übersetzte Werk Taylors aufs beste zu empfehlen. Wer in den Geist Taylors eindringen will, wer den Idealismus erkennen will, der in dem praktischen Amerikaner steckt, der muß seine eigenen Worte lesen; es ist praktische Ingenieurphilosophie, die aus jedem Satz spricht. Auch die Erläuterungen Roeslers in dem Vorworte geben einige beherzigenswerte Gedanken wieder. E. P.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Professor Dr.-Ing. E. h. M. Foerster Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang 15. Februar 1920 Heft 3

BERICHT ÜBER DIE ERGEBNISSE DER BESCHIESSUNG DER FESTUNGEN LÜTTICH, NAMUR, ANTWERPEN UND MAUBEUGE SOWIE DES FORTS MANONVILLER IM JAHRE 1914, MIT BESONDERER BERÜCKSICHTIGUNG DES VERHALTENS DES BETONS UND EISENBETONS.

Von Dr.-Ing. W. Petry, Regierungsbaumeister, Obercassel (Siegkreis).

Im Jahre 1915 ist durch den General des Ingenieur- und Pionierkorps beim General-Gouvernement in Belgien eine geheime Denkschrift herausgegeben worden „über die Ergebnisse der Beschießung der Festungen Lüttich, Namur, Antwerpen und Maubeuge, sowie des Forts Manonviller im Jahre 1914". Soweit dabei das Verhalten des Betons und Eisenbetons gegen Beschuß in Frage kam, sind die betr. Feststellungen durch einen für diesen Zweck besonders eingesetzten Sachverständigenausschuß gemacht worden. Über den Inhalt der Denkschrift mußte während des Krieges und auch nachher Stillschweigen beobachtet werden. Auf Antrag beim Ingenieur-Komitee, Berlin, ist dem Deutschen Beton-Verein durch das Kriegsministerium gestattet worden, über die in jener Denkschrift niedergelegten Erfahrungen und Ergebnisse auf der Hauptversammlung am 23./24. September 1919 in Nürnberg öffentlich zu sprechen. Wegen Zeitmangels konnte der Bericht dort nicht erstattet werden. Das Wesentliche daraus sei hier mitgeteilt.

Die Denkschrift zieht gewisse Schlußfolgerungen aus den Ergebnissen und gibt Richtlinien für den schußsicheren Bau von Festungswerken. Und es ist recht eigenartig, daß der tatsächliche Inhalt der beiden letzten Sätze der Denkschrift, daß wir keine Festungswerke mehr bauen werden, auch heute stimmt. Nur sind die Gründe, die zu jener Auffassung geführt haben, heute anderen gewichen. Die beiden Sätze lauten:

> „Daß man keine Forts mehr bauen wird, entspricht den bei uns seit längerer Zeit gültigen Grundsätzen. Ob man nunmehr aber noch weiter gehen und auch von geschlossenen Infanteriewerken, Panzerbatterien usw. absehen soll, wird man vorerst davon abhängig sein lassen müssen, daß andere taktische Formen gefunden werden, die mehr Erfolg versprechen."

Die Denkschrift bietet sehr viel Lehrreiches und Interessantes über das Verhalten des Betons und Eisenbetons gegenüber außergewöhnlichen Kraftwirkungen, wie sie sonst höchstens bei großen Explosionen vorkommen. Es kann hier abgesehen werden von dem, was über den Aufbau der Forts in militärischer Beziehung, was über die Einrichtung der Panzerwerke, und was über die Angriffsartillerie und ihre Schußzahlen gesagt ist.

Von Wichtigkeit ist zunächst die Beschaffenheit des Betons und Eisenbetons in Decken, Wänden und Widerlagern.

In den Forts von Lüttich und Namur wurde Kiesbeton angetroffen (Sand und Kies aus Quarz, Sandstein usw., wahrscheinlich aus dem holländischen Rhein), in Antwerpen meist Kiesbeton, an einigen Stellen auch Schotterbeton, in Maubeuge Schotterbeton (mäßig harter Kalksandstein, vielleicht auch Hochofenschlacke und meist grober schwarzer Kalksteinschotter).

In allen Festungen waren grobe Fehler des Betons zu erkennen. An vielen Stellen wurden erhebliche Hohlräume gefunden, weil das Verhältnis des Sandes zu den Zuschlägen unrichtig oder die Mischung mangelhaft oder die Materialien nicht sorgfältig verarbeitet waren. Zur Verbindung der anscheinend immer wagerechten Stampfschichten ist an manchen Stellen offenbar nichts getan worden. In den Bruchflächen sind vielfach glatte Stampfflächen zutage getreten. In Maubeuge waren die alten Stampfbetonbauten mit mehr Sorgfalt hergestellt als die neuen Eisenbetonbauten, in denen an vielen Stellen die Eisen sehr mangelhaft eingebettet waren.

Der Wasserzusatz war nicht einheitlich festgesetzt, sondern schwankte sehr stark. Die Zusammensetzung des Betons war in bezug auf die Korngröße nicht zweckentsprechend. Sand und Zuschläge sind nicht immer in gleicher Beschaffenheit verwendet worden. Dichter Mörtel höchster Festigkeit, in den erfahrungsgemäß Zuschläge aus harten, zähen Steinen eingebettet werden müssen, wurde offenbar nicht verwendet. Außerdem war der Sand mangelhaft. Die Korngrößen besaßen nicht die richtige Abstufung, Mehlfeines war vielfach in zu großer Menge vorhanden.

Das Mischungsverhältnis ließ sich nachträglich nicht feststellen, da Proben des unverarbeiteten Zementes, des Sandes und der Zuschläge nicht zu erhalten waren. Aus Zeichnungen, die in Namur und Antwerpen vorgefunden wurden, geht zwar hervor, daß Beton verschiedener Art (Fundamentbeton, Beton zu Wänden, Widerlagern und dem unteren Teil der Decken, Auftreffbeton) vorgesehen war, und auch die Betrachtung der Bruchflächen in den beschossenen Forts ließ gewisse Unterschiede erkennen, doch war nirgends zu ersehen, welche Zusammensetzung diese Betonsorten haben sollten.

Drei Würfelproben aus dem mindestens 8 Jahre alten Beton des Forts Wavre Ste. Cathérine ergaben im Mittel 166 kg/qcm Festigkeit, zwei Würfel auf dem über 2 Jahre alten Beton des Forts Kessel 350 kg/qcm und fünf Würfelproben aus dem Fort Broechem im Mittel 278 kg/qcm. Wenn man das hohe Alter des Betons berücksichtigt, so kann man sagen, daß die Festigkeit des untersuchten Betons nicht wesentlich über das hinausging und im Fort Wavre Ste. Cathérine hinter dem zurückblieb, was die deutschen Vorschriften fordern.

In Lüttich und Namur kam nur Beton ohne Eiseneinlagen vor. In den Forts bei Antwerpen dagegen hat Eisenbeton zum Schutz der Panzertürme Verwendung gefunden. Dieser war an mehreren Stellen äußerst mangelhaft. Lagen aus Sand oder Kies ohne Zement, Lagen aus nahezu reinem Zement waren vielfach zu erkennen, ebenso ganz minderwertiger Beton. Die Bewehrung war vorzugsweise radial und senkrecht angeordnet und bestand aus senkrechten und schrägen Stäben aus 30×2 mm Flacheisen und aus radialen Stäben aus 15 mm Rundeisen. Ringarmierung aus 12 mm Rundeisen wurde im wesentlichen nur nahe dem äußeren Mantel festgestellt.

In Maubeuge wurde der obere Teil der in den Jahren 1913 und 1914 hergestellten Panzertürme mit Eisen bewehrt. Die Eiseneinlagen waren wagerecht eingebettete Netze von etwa 10 mm starken Rundeisen und 10 cm Maschenweite (Abb. 1). Senkrechte Bewehrung ist bei den Vorlagen der Panzertürme nahe dem äußeren und inneren Mantel festgestellt worden, in einigen Fällen auch in der Mitte der Vorlage.

Die Hohlgänge in den neueren Panzertürmen in Maubeuge hatten 1,4 m starke Eisenbetondecken. Die Bewehrung bestand aus 6 wagerecht eingelegten Netzen von 10 mm Rundeisen, Maschenweite 10—15 cm. Senkrechte Bewehrung (Bügel, aufgebogene Eisen) waren nicht zu erkennen.

Die Ergebnisse der Untersuchung über die Beschaffenheit des Betons und Eisenbetons werden in der Denkschrift folgendermaßen zusammengefaßt:

Es ist als erwiesen anzusehen, daß der Beton in den belgischen Festungen schlechter hergestellt war, als bei uns, sowohl in bezug auf die Zusammensetzung, namentlich aber hinsichtlich der Verarbeitung.

In Belgien erfolgte die Herstellung mit sehr verschiedenem Wasserzusatz. Dieser Umstand ist außerordentlich wichtig, wie namentlich die umfassenden Versuche der Materialprüfungsanstalt Stuttgart gezeigt haben, die ergeben, daß bei sachgemäßer Zusammensetzung des Betons die größte Festigkeit mit dem geringsten Wasserzusatz erreicht wird, der eben noch ausreicht, um einen vollkommenen Stampfbeton zu liefern.

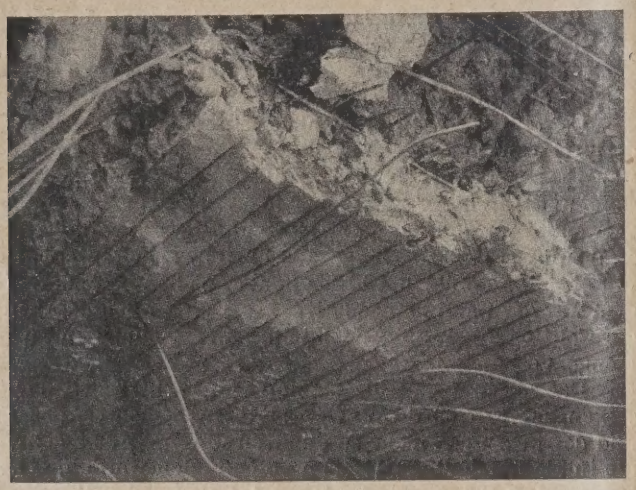


Abb. 1.

Selbstverständlich ist die Größe des Wasserzusatzes in jedem Falle mit Rücksicht auf den Verwendungszweck des Betons zu wählen. Bei den belgischen Forts fehlte hier offenbar jedes Sachverständnis.

Betonvorlagen der Vorpanzer.

Derjenige Teil der Betonvorlage, der den Vorpanzer unmittelbar zu schützen hat, hatte infolge der gewölbten oder geneigten Außenflächen der Vorpanzer eine unzweckmäßige Form, und der in Abb. 2 gekreuzt schraffierte Teil der Vorlage hat tatsächlich keinen ausgeprägten Schutz des Vorpanzers bewirken können. Außerdem erhielt die Betonvorlage auch in allen Fällen, bei denen die Detonation der Granate im Turm erfolgte, also Innendruck entstand, radial verlaufende Risse. Besser hat sich in den Vorlagen der Eisenbeton bewährt, wenn auch bestimmte Vergleiche mit unbewehrtem Beton nicht vorliegen. Die Zerstörung ist durch die Eiseneinlagen vermindert worden, wie z. B. der 12-cm-Turm im Fort Broechem bei Antwerpen gezeigt hat, der nachweislich von einer 30,5-cm-Granate getroffen, aber brauchbar geblieben ist. Ähnliches zeigt die Eisenbetonvorlage eines Beobachtungsturmes im Fort Cerfontaine bei Maubeuge. Selbstverständlich hat schlecht ausgeführter Eisenbeton noch dazu jüngeren Alters, den Panzern nicht denselben Schutz gewähren können, wie vollwertiger Eisenbeton. Dies sieht man deutlich in Abb. 3, einem Treffbild aus dem Fort Kessel.

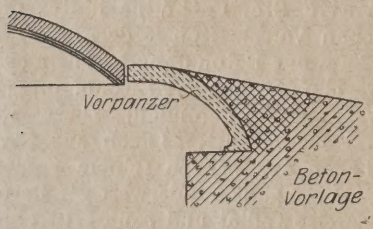


Abb. 2.

Im allgemeinen hat sich gezeigt, daß die kuppelförmige Form den Schutz der Vorpanzer durch die Betonvorlage erschwert und die Verbindung beider zu gemeinsamer Kraftübertragung behindert, so daß für den Vorpanzer zweckmäßigerweise im einbetonierten Teil zylindrische Form gewählt werden muß, wie dies in Abb. 4 dargestellt ist. Jede andere Ummantelung als aus Eisenbeton, der jedem am Panzerturm auftreten-

Abb. 3.

den möglichen äußeren und inneren Druck widerstehen kann, bleibt ausgeschlossen.

Den verhältnismäßig größten Raum in der Denkschrift nimmt naturgemäß die Erörterung der Schußwirkungen gegen die Decken ein.

Geschosse ohne durchschlagende Wirkung erzeugten an der Treffstelle trichterförmige Vertiefungen, 42-cm-Granaten z. B. solche von 1,8 bis 3,5 m Tiefe und 5,5 bis 7,0 m Durchmesser. Solche Schüsse mit stärkerer Wirkung verursachten nicht nur auf der Schußseite, sondern auch auf der Innenfläche der Decke Zerstörungen. Bei völlig durchgeschlagenen Decken ist der Einschußtrichter in der Regel kleiner als der Ausschußtrichter, der Übergang zwischen beiden kurz.

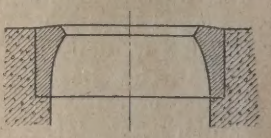


Abb. 4.

Der Schußwirkung von 21-cm-Granaten haben die Eisenbetondecken gut widerstanden. Im Fort Emines bei Namur und in dem mit 740 Stück 21-cm-Granaten belegten Fort Dave bei Namur blieben die Beschädigungen der Decke geringfügig. Die Mörtelschicht auf der Batteriedecke ist um die Treffstellen herum in mehr oder minder großem Umfang losgesprengt.

Bei der Beschießung der Forts Cognelée und Androy bei Namur mit 30,5-cm-Granaten ist an keiner Stelle ein Durchbruch erreicht worden.

Bei Antwerpen wurden die Forts Breendonck und Waehlem mit 30,5-cm-Granaten beschossen. Während die Decken in Breendonck an keiner Stelle durchschlagen wurden, zeigt Waehlem 10 Durchbrüche, 9 davon an Decken aus Ziegelgewölbe mit darüber liegender Sandschicht und 1 m starker Betonplatte. Nur in einem Falle ist die 3 m starke Betondecke der Hofkaserne durchschlagen worden. Ob dieser Durchschlag durch einen oder mehrere Treffer hervorgerufen wurde, konnte nicht mehr festgestellt werden.

Bei Betrachtung der Wirkung der 42-cm-Granaten muß man unbeschüttete Decken von beschütteten trennen. Außerdem sind die Werke von Namur, Lüttich und Manonviller getrennt von denen in Antwerpen zu behandeln, weil diese im allgemeinen schwächer eingedeckt waren, obwohl sie 20 bis 30 Jahre später gebaut wurden.

In den Forts von Namur sind die unbeschütteten Decken von 2,5 bis 4,7 m reiner Betonstärke nur an einer Stelle durchschlagen worden, und zwar im Fort Suarlée. Im übrigen haben die mindestens 3 m starken Batteriedecken der Beschießung mit 42-cm-Granaten widerstanden.

Abb. 5 und 5a zeigt eine 3 m starke Hohlgangdecke im Fort Marchovelette bei Namur, auf die eine 42-cm-Granate auftraf. Die Decke wurde nicht durchbrochen, aber doch so zertrümmert, daß beim Abräumen der Durchbruch freigemacht werden konnte. Geschoßteile sind nicht ins Innere gedrungen.

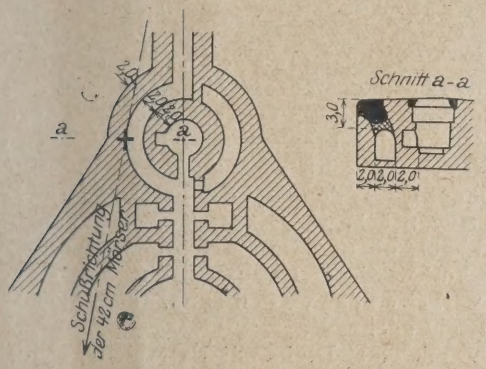


Abb. 5.

Im ganzen betrachtet ist zu erkennen, daß diese Decken, die ausgeführt sind zu einer Zeit, da 21-cm-Granaten maßgebend waren, und die außerdem nach längst veralteten Grundsätzen erbaut sind, der Beschießung mit 42-cm-Granaten verhältnismäßig gut widerstanden haben; nur an einer Stelle ist die Decke tatsächlich durchbrochen, allerdings an mehreren anderen Stellen der Durchbruch fast erreicht.

In den Forts von Antwerpen sind die Decken der Kasernen und Schutzhohlräume, soweit es sich um reine Betondecken

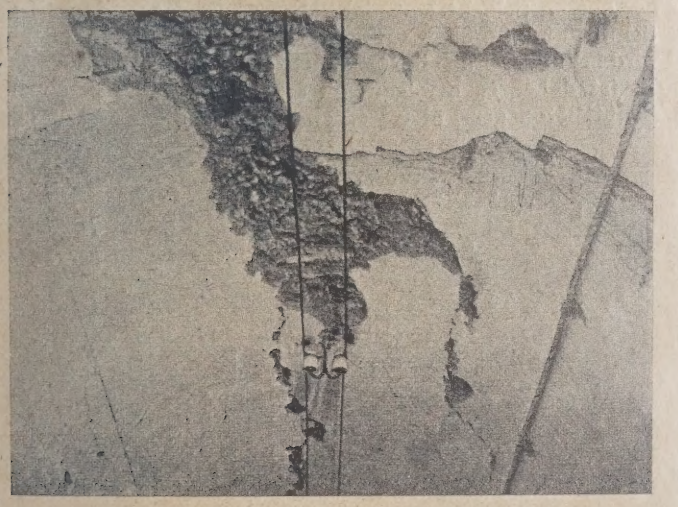


Abb. 5a.

handelt, 2,25 bis 3 m stark, und zwar in den neuesten Forts meist 2,5 m, in den älteren Forts Waehlen und Lierre 3 m. Alle Decken waren mit Erde bedeckt, allerdings nur 30 bis 50 cm hoch, so daß sie als unbeschüttete Decken anzusehen sind. Diese Betondecken sind bei einem Munitionsaufwand von 590 42-cm-Granaten und 874 30,5-cm-Granaten an 27 Stellen durchschossen worden.

Als Beispiel sei in Abb. 6 die 3 m starke Decke der Hofkaserne im Fort Lierre angeführt.

Stellen, bei denen aufschlagende Geschosse zwar Beschädigungen hervorriefen, aber nicht durchschlugen, sind mehrfach festgestellt worden, doch waren leider bei Beginn der Aufnahmen die Abräumungsarbeiten so weit vorgeschritten, daß zuverlässige Feststellungen über die Art der Geschosse, die an den betreffenden Stellen gewirkt haben, nicht mehr gemacht werden konnten.

In Antwerpen also sowohl wie in Namur wurden Decken von 2,5 bis 3 m Stärke durchschlagen, von einer Zerstörung der Werke kann aber trotz ihrer veralteten Gestaltung nicht gesprochen werden. Daß einzelne 42-cm-Granaten die Decken nicht durchschlugen, konnte in Namur, nicht aber in Antwerpen nachgewiesen werden; immerhin scheint die Möglichkeit solcher Fälle auch in Antwerpen nicht ausgeschlossen.

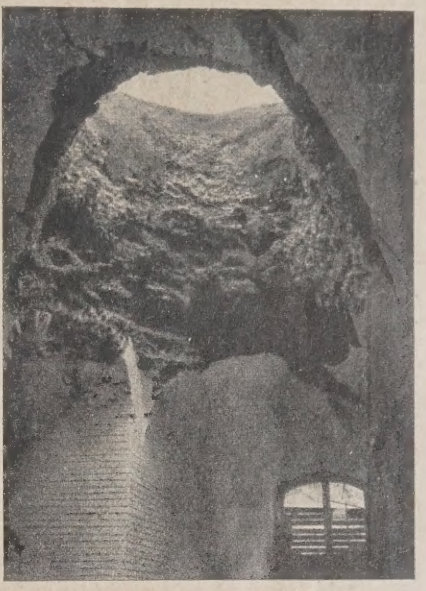


Abb. 6.

In Namur sind die Deckenstärken der beschütteten Decken über den Kehlkasernen rd. 2,5 m, über den Munitionsräumen 3 m, über den Hohlgängen zu den Grabenwehren 2 bis 2,5 m.

Diese beschütteten Decken sind in Namur durch 42-cm-Granaten an 3 Stellen durchschlagen, an 4 Stellen nachgewiesenermaßen nicht durchschlagen worden. Die durchschossenen Decken waren rd. 2,5 m stark und besaßen an der Treffstelle 2 bis 3 m Erddeckung. Die nicht durchschlagenen Decken hatten Stärken von 2,5 bis 3,1 m bei etwa 4 bis 8 m Erddeckung. Wo kein Durchschlag stattfand, waren erhebliche Beschädigungen an der äußeren und namentlich an der inneren Seite festzustellen. Wiederholten Treffern hätten die Decken wohl nicht standgehalten.

In den Forts Pontisse und Loucin bei Lüttich ist nur ein Treffer nachgewiesen worden, der eine Decke durchschlagen hat. Es handelt sich dabei um eine 2 m starke, also verhältnismäßig schwache Hohlgangdecke, die etwa 2,5 m Erdschüttung trug.

Der Bericht über Manonviller sagt, daß ein Durchschlagen oder eine Zerstörung des 2,5 m starken Betongewölbes nirgends festgestellt worden ist.

In Antwerpen sind die zu den Grabenwehren und zu den Panzertürmen der Sturmabwehrgeschütze führenden Hohlgänge überall da, wo sie von schwersten Mörsergranaten getroffen wurden, auch durchschlagen worden, und zwar im Fort Broechem an 3 Stellen. Die Deckenstärke war mit 2 m viel zu schwach bemessen, die Beschüttung wechselnd, in der Regel mehr als 1 m stark.

In den älteren Forts Waelhem und Lierre waren die Decken vielfach verstärkte Ziegelgewölbe.

So bestand z. B. die Decke in der rechten Hofkaserne des Forts Lierre aus einem Gewölbe in 4 getrennt gemauerten Lagen (Abb. 7), darüber Sand mit zwischengelagerter Ziegelflachschicht und 2 m Beton. Die ebenfalls in Ziegelmauerwerk aufgeführten Wände und Widerlager sind im Verhältnis zu den Decken außerordentlich schwach.

Die Decken sind durchschlagen worden, und es hat sich gezeigt, daß diese Bauart geringwertiger ist als diejenige in Beton bei den neueren Werken. Es besteht kein Zweifel, daß Beton für Festungsbauten geeigneter ist, als Ziegelmauerwerk.

Die Beobachtungen der Schußwirkungen auf Decken lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

Die Betondecken haben im allgemeinen der Beschießung durch 21-cm-Granaten gut widerstanden. 30,5-cm-Granaten haben nur in einem Fall eine 3 m starke Betondecke durchschlagen. Dagegen erreichte die 42-cm-Granate eine Reihe von Durchschlägen, indem sie in der Decke, also nicht etwa erst nach dem Durchschlagen der Decke detonierte. Die Betonstärke der durchschlagenen Decken betrug 2 bis 3 m, die Erddeckung 0,3 bis 4 m, in einem Falle war die Betonstärke 3,5 m und keine Erdschüttung vorhanden.

Abb. 7.

Mehrere Fälle sind festgestellt worden, bei denen 42 cm-Granaten die betreffenden Decken nicht durchschlagen haben. Diese Decken waren 3 und 3,7 m stark und unbeschüttet bzw. 2,5 bis 3,1 m stark bei 4 bis 8 m Erddeckung.

Die Beurteilung dieser Ergebnisse hat zu dem Schluß geführt, daß es mit Bauwerken, die nach den deutschen Bestimmungen hergestellt sind, gelingen würde, einer Beschießung mit den größten und stärksten bis jetzt bekannten Geschossen mindestens so Widerstand zu leisten, wie es die deutschen Vorschriften voraussetzen.

Es ist alsdann gesagt, daß man auf eine Steigerung der Widerstandsfähigkeit der Decken künftig wohl hinarbeiten müsse, daß aber einer Verstärkung der Decken die Bedingung entgegenstehe, daß unsere Werke nach Möglichkeit der Sicht entzogen werden sollen, also die Stärke der Decken beschränkt bleiben muß. Es müßten also alle Mittel herangezogen werden, die eine Erhöhung der Widerstandsfähigkeit der Decke herbeiführen, ohne ihre Stärke zu vergrößern.

Anschließend sind für die künftige Gestaltung von Decken bestimmte Vorschläge gemacht, und wenn wir auch in nächster Zeit nicht dazu kommen werden, neue Festungswerke zu bauen oder alte zu verstärken, so ist es doch vom Standpunkt der Bautechnik und des Eisenbetonbaues fesselnd und lehrreich, die in der Denkschrift gemachten Vorschläge etwas näher zu betrachten.

Nach dem Auftreffen des Geschosses muß in erster Linie die Wucht des Stoßes verzehrt werden. Das Geschoß dringt, vielleicht noch mit drehender, bohrender Bewegung ein, und zwar so weit, bis die Wucht des Stoßes verzehrt ist oder bis die Detonation erfolgt. Beim Eindringen des Geschosses in eine sehr starke Betondecke wird sich die Zerstrümmerung allmählich auf einen sich stetig verkleinernden Umkreis beschränken, da die Energie des Geschosses abnimmt und das weiter umgebende Material mit Zunahme der Tiefe mehr und mehr an der Übertragung teilnimmt. Auf diese Weise entsteht eine trichterförmige Vertiefung, die naturgemäß durch Detonation des Geschosses vergrößert wird. Jeder Schuß verursacht also durch Zermalmen und Abtrennen von Material eine trichterförmige Vertiefung an der Treffstelle.

Erste Aufgabe ist daher, die Bauwerke so zu gestalten, daß die Wucht der Treffer auf dem kürzesten Eindringungsweg aufgenommen wird. Große Härte der Auftreffschicht und großes Arbeitsvermögen des Materials an der Treffstelle sind somit erwünscht. Soweit von einer Stahlpanzerung der Kosten wegen abzusehen ist, muß daher bester Eisenbeton angewendet werden.

Hierzu gehört Zement hoher Festigkeit, scharfer, harter Sand in gut gestufter Körnung, Schotter aus zähen, harten Steinen mit rauher Oberfläche, z. B. Basalt, Sauerwasserkalkstein.

Anzustreben ist dichter Mörtel höchster Widerstandsfähigkeit gegen Schuß und Sprengung, da beim Zusatz höherwertigen Schottermaterials die Mörtelfestigkeit in der Hauptsache maßgebend bleibt. Zusammensetzung und Herstellung des Betons ist stets den örtlichen Verhältnissen, d.h. den am jeweiligen Arbeitsort zur Verwendung gelangenden Materialien durch Prüfung anzupassen.

Um die bei der Beschießung infolge von Biegung, Schub oder exzentrischem Druck auftretenden Zugkräfte aufzunehmen, und um die Rißbildungen und Absprengungen möglichst auf das Gebiet der Treffstelle zu beschränken, sind Eiseneinlagen erforderlich. Die Bewehrung muß nach allen drei Hauptrichtungen erfolgen, damit der Widerstand des Betons bis zur Zertrümmerung in kleine Stücke ausgenutzt werden kann.

Zu erwägen bleibt, ob und inwieweit durch Anordnung einer Schicht aus hochwertigem Naturstein die Widerstandsfähigkeit des Bauwerkes erhöht werden kann. Maßgebend ist hier u. a. die Kostenfrage.

Für die Ausführung einer Decke mit Natursteinschicht ist der in Abb. 8 dargestellte Vorschlag gemacht worden. Die Einlagerung der Natursteinblöcke muß so geschehen, daß auch nach dem Herausprengen einzelner Steine eines Feldes die übrigen noch so fest sitzen, daß sie volle Widerstandsfähigkeit gegen die Beschießung behalten. Die Zweckmäßigkeit der Ausbildung müßte durch Versuche geklärt werden.

Wird statt der Natursteinschicht bester Eisenbeton verwendet, so ist darauf zu sehen, daß auch nach dem Lossprengen der oberen Schicht Material hoher Widerstandsfähigkeit gegen Schuß- und Sprengwirkung vorhanden ist. Der Außenbeton wird bei unbeschütteten Decken leicht Schwindrisse bekommen. Es ist daher zu erwägen, ob er nicht durch einen mageren Schutzbeton geschützt werden soll, um die Entstehung von

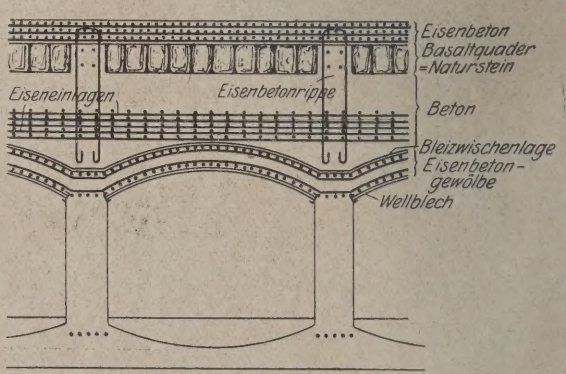


Abb. 8.

Schwindrissen hintanzuhalten. Der magere Schutzbeton wird auch noch in anderer Hinsicht von Nutzen sein. Trifft nämlich das Geschoß unmittelbar auf den harten Beton, so ist die Verzögerung und damit auch der Stoß stärker, als wenn das Geschoß zunächst auf einen mäßig harten Beton trifft, außerdem wird der Druckkegel, der im Beton vor dem Geschoß entsteht, bei größerer Nachgiebigkeit des Betons größer sein und die Pressung kleiner ausfallen.

Um das Durchschlagen des Geschosses, also die Bildung eines Ausschußtrichters am wirksamsten zu verzögern, müssen die Mittel angewendet werden, die die Widerstandsfähigkeit

des Betons gegen Schubkräfte am meisten erhöhen. Die Bruchlinie, also die Wandung des Ausschußtrichters, muß mit Eisen gekreuzt werden, und zwar in senkrechter Richtung (Abb. 9).

Oben müssen die Eisen durch Haken und durchgesteckte Quereisen gut verankert werden, und zwar so weit vom Schußkanal entfernt, daß von diesen Eisen tatsächlich die Mitwirkung

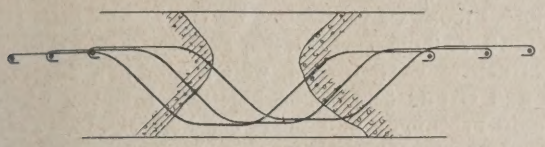


Abb. 9.

bei der Kraftübertragung zu erwarten ist. Schräg aufgebogene Eisen sind wirksamer als senkrechte Eisen allein, werden aber beide zusammen verwendet, so ist eine weitere Steigerung der Widerstandsfähigkeit gegen Schubkräfte zu erwarten.

Eine weitere Verstärkung gegen das Durchschlagen ist mit dem Vorschlag beabsichtigt, unter der Decke ein durchlaufendes Gewölbe auszuführen. Durch eine dünne Bleischicht auf dem Gewölbe soll außerdem verhindert werden, daß die Risse, die sich von den Treffstellen aus entwickeln, bis zur inneren Leibung durchdringen.

Schließlich sind Erwägungen darüber angestellt, ob eine bis zu einem gewissen Grade elastische Decke erfolgversprechend sein würde. Ihr Zweck kann nur der sein, die Wucht des Stoßes beim Auftreffen des Geschosses nach Möglichkeit zu mildern, was durch rasche Verteilung der beim Auftreffen wirkenden Kräfte zu erreichen wäre. Hierfür erscheint eine elastische Schicht am meisten geeignet, und es wurde für sie eine aus Spiralen von kräftigen Stahlstäben — 30 bis 40 mm ⌀ — bestehende Matratze, die mit Sand auszufüllen wäre, vorgeschlagen. Die Matratze wäre zwischen eine obere und eine untere Eisenbetonschicht einzulegen.

Diese Vorschläge haben natürlich alle mehr oder weniger theoretische Bedeutung und könnten nur durch Versuche auf ihre Zweckmäßigkeit geprüft werden.

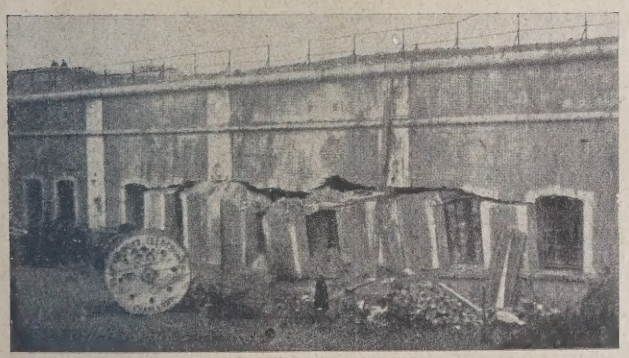


Abb. 11.

Schußwirkung gegen Außenwände und gegen innere Widerlager.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß die 2 m starken und nach unten abgetreppten Wände zu schwach waren, um 42-cm-Granaten zu widerstehen. Außerdem erwiesen sich die großen Fenster und Türen als nachteilig. Schließlich waren die Wände teilweise trotz des geringwertigen Baugrundes nicht auf durchgehende Fundamentplatten gestellt, so daß in bezug auf Widerstandsfähigkeit gegen seitliche Drücke die denkbar ungünstigsten Verhältnisse vorlagen. Die Wände wurden an vielen Stellen zertrümmert und gegen die Korridore verschoben. Außerdem zeigte sich als nachteilig, daß alle belgischen Festungswerke sowie die französischen in Maubeuge im wesentlichen die Formen gewöhnlicher Bauwerke aufwiesen. Man hatte gegenüber gewöhnlichen Hochbauten nur die Maße der Wände und Decken vergrößert, was schon an sich unzureichend ist.

Die Möglichkeiten der Beanspruchung der Festungswerke sind so mannigfaltig, daß nicht allein mit größeren Schubkräften im Gebiet der Treffstellen zu rechnen ist, sondern auch

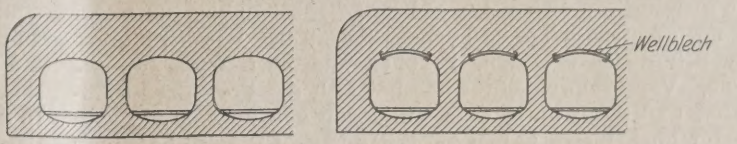


Abb. 10.

exzentrische Belastungen der Widerlager und horizontale Kräfte Beachtung zu finden haben.

Die Wände und Widerlager müssen zur Aufnahme dieser Beanspruchungen Eiseneinlagen erhalten und so hergestellt sein, daß der Übergang der Kräfte von den Wänden zu den Decken oder umgekehrt ohne Stauung an den Stoßstellen erfolgt. Das gleiche gilt für den Übergang der Kräfte nach den Fundamenten.

Es wird also eine geschlossene Bauweise nach Abb. 10 zweckmäßig sein.

Die Wirkung der Streifschüsse tritt zurück, wenn die Mauerkrone nicht scharf oder gar ausgekragt hergestellt wird, sondern eine starke Abrundung erfährt. An den Tür- und Fensteröffnungen, sofern letztere überhaupt ausgeführt werden, sind die Eiseneinlagen oder die Wände selbst so zu verstärken, daß die Widerstandsfähigkeit der Wand an diesen Stellen nicht schwächer ist, als in den vollen Teilen.

Was die Schußwirkung gegen die Fundamente betrifft, so ist zunächst festzustellen, daß die Werke in Namur unter den Batterien in der Hauptsache mit durchgehenden, mindestens 50 cm starken Fundamentplatten versehen waren. Der Baugrund wurde als gut geschildert, er ist lehmig, steinig, zum Teil felsig. Die Kehlkasernen und Grabenwehren ruhten

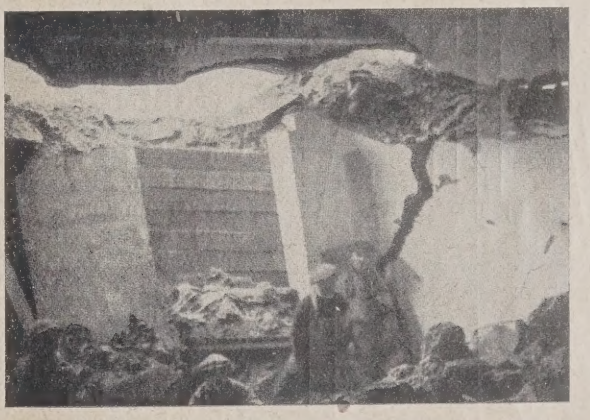


Abb. 12.

auf Einzelfundamenten. Beschädigungen, die auf ungenügende Gründung zurückzuführen wären, sind in Namur nicht festgestellt worden, obwohl Fundamentschutzplatten fehlten.

Die Bauten in Antwerpen besaßen weder durchgehende Fundamentplatten noch Fundamentschutzplatten, was sich als erheblicher Mangel herausgestellt hat, weil der Baugrund um Antwerpen stark wasserhaltig ist und überdies viel feinen, lehmigen Sand enthält, also eine Beschaffenheit zeigt, die die Weiterleitung örtlicher Drücke sehr begünstigt.

Im Hof des Forts Broechem drang eine 42-cm-Granate in die Hofsohle etwa 2 m hinter der Stirnwand der rechten Frontkaserne ein. Durch die damit verbundenen Verschiebungen des Baugrundes wurde der Kasernenwand teilweise der Grund entzogen. Die Außenwand und einige Teile der

Innenwände rissen in der Höhe der Kämpfer der Fenstergewölbe auf etwa drei Raumbreiten ab. Die abgerissene Außenwand senkte und neigte sich erheblich (Abb. 11 und 12). Fundamentschutzplatten und durchgehende Fundamente hätten sich hier sicher gut bewährt.

An anderer Stelle des Forts Broechem und auch im Fort Lierre zeigten sich, wenn auch weniger stark als bei dem soeben angeführten Beispiel, gleichartige Erscheinungen. Dabei war noch festzustellen, daß der Fußboden der Räume, die vor dem Schußtrichter lagen, gehoben und nach oben gewölbt wurde. Vom Schußtrichter aus hat sich die Pressung fortgepflanzt und dann unter dem Fußboden gedrückt.

Im Fort Lierre haben zwei Schüsse in die Erdböschung an der Kehlgrabenwehr das Bauwerk so stark erschüttert, daß klaffende Risse auftraten.

Schüsse, die neben beschütteten Wänden von Hohlgängen und Korridoren niedergingen, haben ebenfalls bedeutende Zertrümmerungen und Einstürze herbeigeführt. Alles dies läßt sich darauf zurückführen, daß die Gründung nicht so durchgeführt war, wie es der Baugrund erforderte und nach den deutschen Bestimmungen hätte geschehen müssen. Unsere vorschriftsmäßig fundierten Festnngsbauten würden hinreichende Widerstandsfähigkeit gegen Beschießung besitzen.

In der Denkschrift werden schließlich noch Angaben gemacht über die Beschießung von Erdschüttungen, Hohlgängen, Grabenmauern usw., besonders bemerkenswerte Erscheinungen sind aber dabei nicht zu verzeichnen. Die Denkschrift kommt zu dem Schluß, daß die Technik des Bauens in den Festungen, die hier betrachtet worden sind, weit hinter den neueren Erfahrungen und Grundsätzen zurückbleibt. Dies war nicht nur in den älteren Festungen und Forts der Fall, sondern auch bei den in den letzten Jahren vor dem Kriege gebauten Antwerpener Forts und den zur Verstärkung der Antwerpener Forts bei Kriegsbeginn in Ausführung befindlichen Arbeiten.

Wenn die belgischen Forts nach unseren deutschen Vorschriften für den Festungsbau ausgeführt worden wären, hätte die Beschießung zweifellos bei weitem nicht den Erfolg erreichen können, wie es bei den eroberten Festungen der Fall war.

NEUZEITLICHE AUSBILDUNGEN UND PROBEBELASTUNGEN VON EISENBETON-SCHLEUDERMASTEN.

Von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden.

Bis zu Längen von 15,0 m können die mit dem heute als allbekannt zu bezeichnenden Schleuderverfahren hergestellten Eisenbeton-Hohlmaste in einem Stück, d. h. ohne Stoß gewonnen werden. Wenn auch keinerlei besondere Schwierigkeiten vorliegen, auch noch erheblich längere Maste in einem Stück zu schleudern, so zwingen doch die allgemeine Materialknappheit der Jetztzeit und wirtschaftliche Fragen dazu, von einem Umbau der bisher benutzten Schleudermaschinen abzusehen bzw. keine neuen, längeren zurzeit zu bauen. Damit ist aber die Notwendigkeit gegeben, Masten von mehr als 15 m Länge zu stoßen. Es ist nicht zu verkennen, daß ein Stoß immer ein wenig angenehmer Punkt in der Konstruktion ist, und daß seine Ausgestaltung deshalb so erfolgen soll, daß an seiner Stelle die Festigkeits- und Elastizitätsverhältnisse möglichst wenig verändert werden und auch hier eine gleichmäßige Krafteintragung und Fortleitung gesichert ist. Deshalb sind die zuerst für die Stoßausbildung der Schleudermasten verwendeten eisernen Laschen bzw. an zwischengelegte wagerechte Platten sich anschließende, die verbiegenden Kräfte aufnehmende Schraubenverbindungen heute verlassen; es wird hier vielmehr jetzt ein Stoß ausgeführt, wie er sonst bei den Verbundbauten üblich und bewährt ist, bestehend in einem einfachen Übergreifen der Eisen und deren Zusammenfassen durch bestens eingestampften Beton. Wenn auch eine solche Anordnung, wie die nachstehenden Abbildungen (Abb. 5 u. 7a) erkennen lassen, an der Stoßstelle wegen der Überdeckung mancher Eisen eine Verstärkung der Masten zur Folge hat, so ist bei der großen Höhe der Maste die in ihrem obersten Teile liegende unerhebliche Verdickung einmal nicht sehr wahrnehmbar, zum anderen aber auch unschwer durch ein den Übergang am Stoße verdeckendes und vermittelndes profiliertes Band ästhetisch befriedigend zu gestalten.

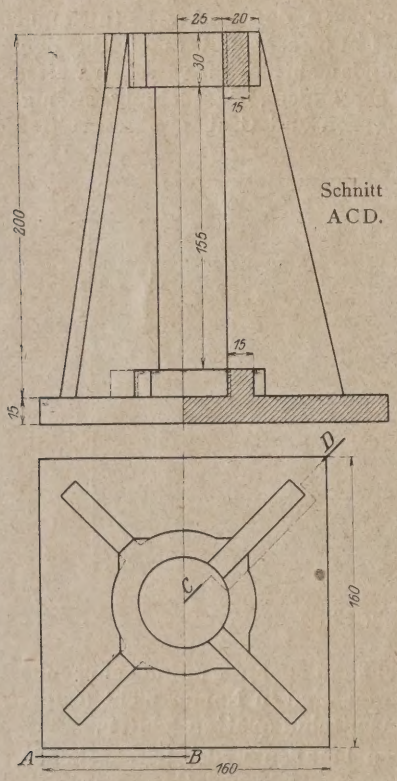


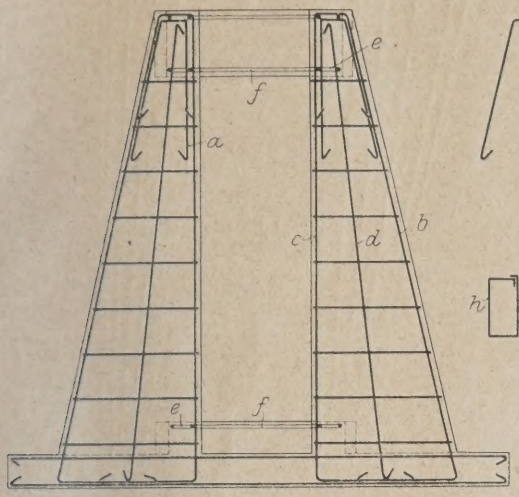
Abb. 1. Eisenbahn-Mastfuß.

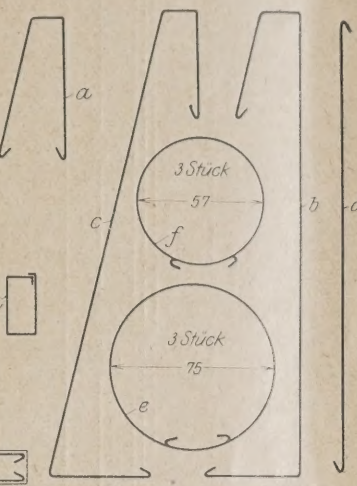
Mit der größeren Höhe der Masten und der hiermit Hand in Hand gehenden Vergrößerung des auf ihren Fuß einwirkenden Momentes wächst aber zudem die Schwierigkeit der Fußausgestaltung und der Gründung der Masten. In glücklicher Weise hat man sich hier in neuester Zeit an bewährte Formen des Gußeisens gehalten und sie materialgemäß in Eisenbeton durchgebildet. Zwei Beispiele solcher neuzeitlichen Fußausbildungen, und zwar für einen einheitlichen und alsdann für einen Doppelmast, lassen die Abb. 1 bis 4 erkennen. Abb. 1 u. 2 geben einen Mastfuß wieder mit vier Verstärkungsrippen und einem mit ihnen bzw. der Fußplatte ein einheitliches Stück bildenden oberen bzw. unteren Einspannungsringe. Der Fuß ist in allen seinen Teilen durch Einlagen von Eisen an geeigneter Stelle biegesicher konstruiert; die Größe seiner Gesamtabmessung ergibt sich am besten aus Abb. 2, die das fertig geflochtene Eisengerippe darstellt. Der in Abb. 1 wiedergegebene Fuß vermag ein Moment von 9250 mkg, bezogen auf seine Unterfläche, aufzunehmen.

Abb. 2a. Das Eisengerippe des Mastfußes.

Für zweiteilige — also mit besonders großem Spitzenzug belastete, hohe Maste eignet sich die Gründungsart, wie sie Abb. 3 u. 4 veranschaulichen. Hier werden die beiden

Teile des Doppelmastes unter sich und mit den zunächst getrennt eingebrachten beiden Grundplatten durch eingestampften Beton zu einem einheitlichen Fundament verbunden, dessen einer Teil mittels eiserner Zugstäbe an den Mast angeschlossen, vorwiegend zur Aufnahme eines großen Stabilitätserdgewichtes dient, während die zweite Hälfte durch ihre aufwärts geneigte Druckplatte einmal ein Verschieben des Mastes im Erdreich hindert, zum anderen aber durch die Richtung ihres Reaktionsdruckes die Mittelkraft der anderen äußeren Kräfte so günstig beeinflußt, daß die hieraus Resultierende nicht weit von der Senkrechten abweicht und somit — trotz starken Spitzenzuges — die wagerechte Grundplatte angenähert zentrisch belastet.





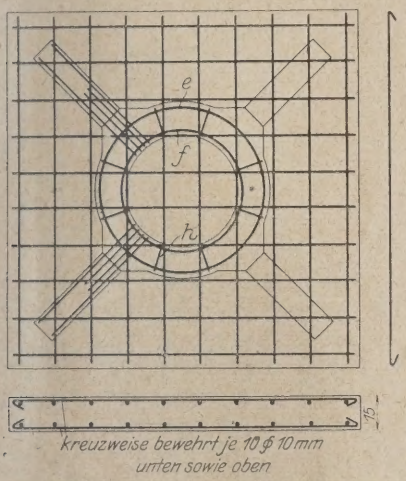


Abb. 2b. Das Eisengerippe des Mastfußes.

Um zunächst einmal über die elastische Wirkung der einfachen, vorbeschriebenen Stoßausbildung, zum anderen über die Sicherheit der Festlegung des Mastes in den durch Abb. 1 u. 2 wiedergegebenen Mastfüßen sich Klarheit zu verschaffen, führte die Firma Dykkerhoff & Widmann A.-G. auf dem Grundstück ihres Mastschleuderwerkes in Cossebaude bei Dresden zwei Parallelversuche aus, auf die nachstehend genauer eingegangen werden soll. Die allgemeine Anordnung der Versuche, die mit dem nämlichen Maste am 10. Oktober und 11. Dezember 1919 durchgeführt wurden, ergibt sich aus Abb. 5a und b; sie bestand darin, daß der in seiner Grundplatte (nach Abb. 1) festgelegte Mast 1,00 m von seiner Spitze entfernt durch eine — unter Innehaltung vierfacher Sicherheit errechnete — wagerechte, an einem Drahtseile wirkende Kraft von einer Größe bis zu 500 kg beansprucht wurde. Der Mast besaß eine Gesamtlänge von 18,5 m, war am 18. Juli geschleudert, am 6. September aus einem unteren 15,00 m langen Hauptteil und einem oberen Stück von 5,00 m Länge bei einer Gesamtlänge von 18,50 — also mit einem Übergreifen beider Teile auf 1,50 m — zusammengesetzt und am 30. Oktober an einer Erprobungsstelle aufgebaut worden. Die beiden Parallelversuche waren nur dadurch unterschieden, daß (Abb. 6a) bei dem ersten, am 10. Oktober, der Mast vermittelst scharf angezogener Hartholzkeile in beiden Fußringen eingespannt, beim zweiten aber (Abb. 6b) hier in Beton festgelegt war; von vornherein stand demgemäß zu erwarten, daß die Abbiegungen bei dem zweiten, der praktischen Ausführung angepaßten Versuche, geringere Werte als bei dem leichter seine Form ändernden Hartholz zeigen würden.

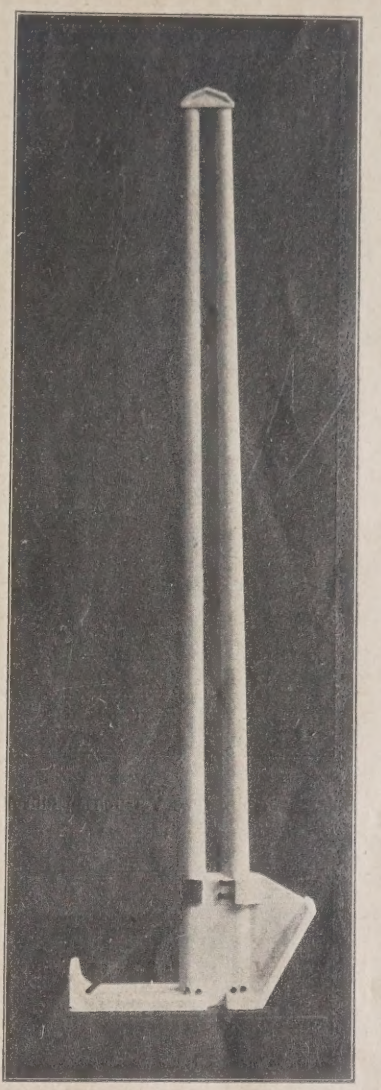


Abb. 3. Fußplatte eines Doppelmastes.

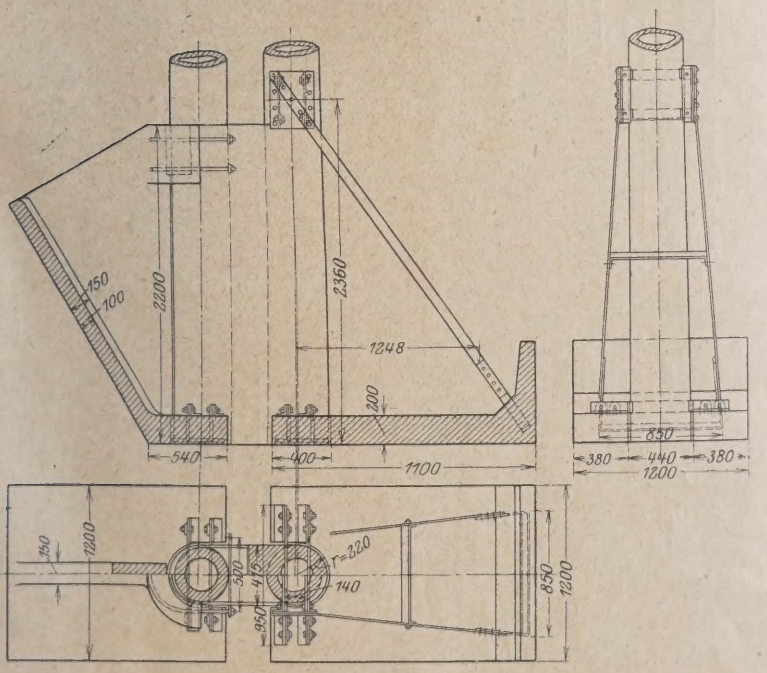


Abb. 4. Einzelausbildung der Fußplatte.

Die Belastungen wurden stufenweise allmählich gesteigert; hierüber geben die nachfolgenden Tabellen Auskunft. Hierbei wurden die Abbiegungen des Mastes an sieben Stellen mittels eines Theodoliten abgelesen und nachher rechnerisch ausgewertet. Zudem wurden aber die Abbiegungen noch durch ein an der Mastspitze aufgehängtes schweres Lot, dessen

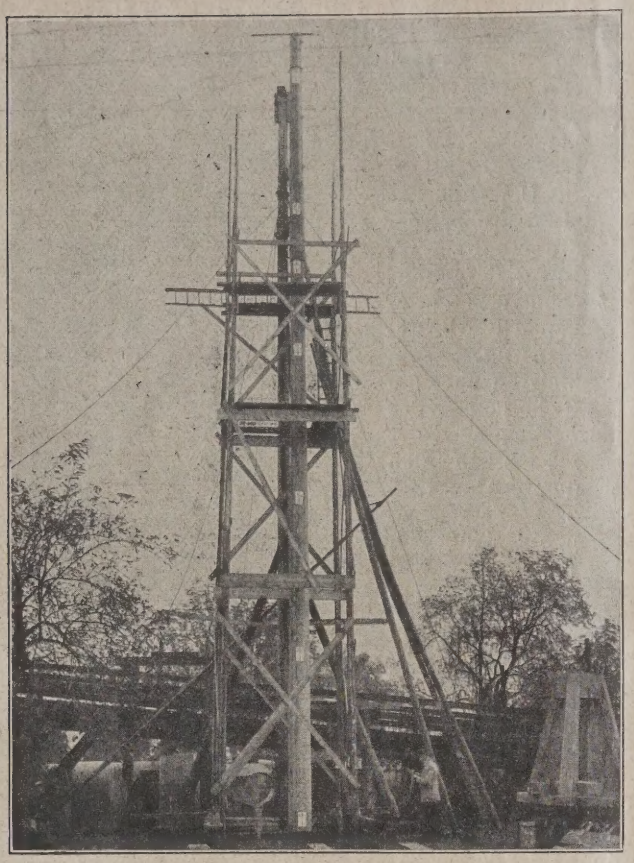


Abb. 5a. Versuchsausführung (bei Versuchsbeginn).

Abb. 5b. Versuchsausführung (bei Versuchsende).

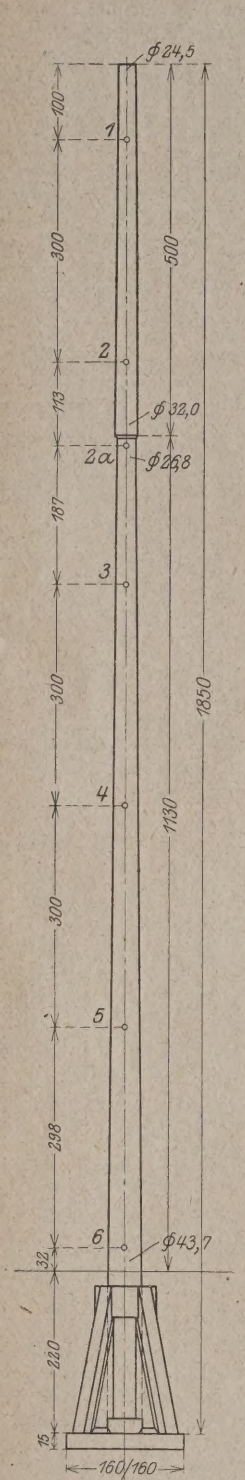


Abb. 7a.
Der Mast mit seinen Meßstellen.

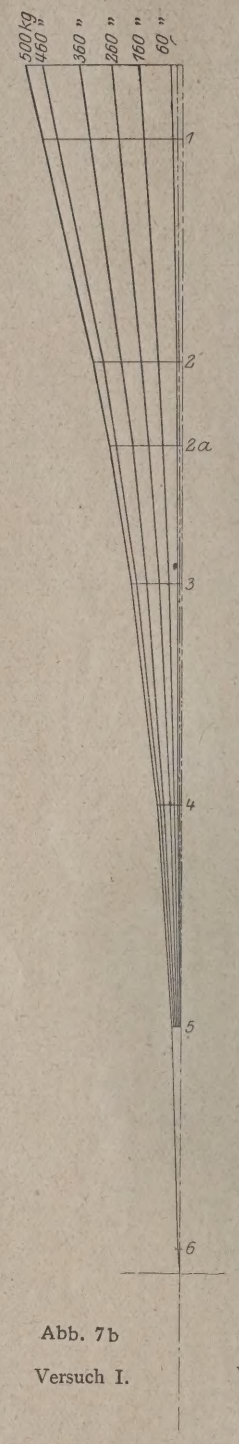


Abb. 7b
Versuch I.

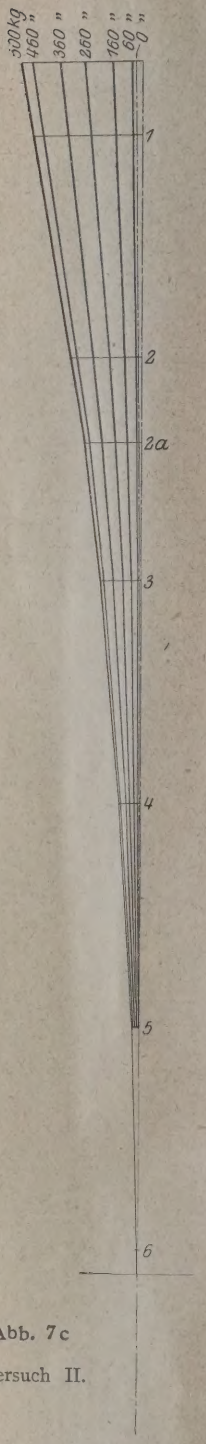


Abb. 7c
Versuch II.

Abbiegungskurven des Mastes.

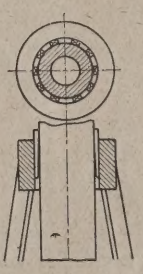


Abb. 6a.

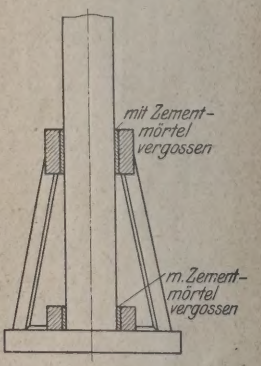


Abb. 6b.

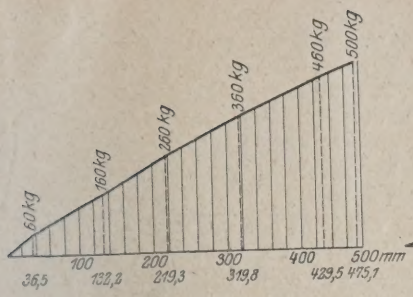


Abb. 8 a.

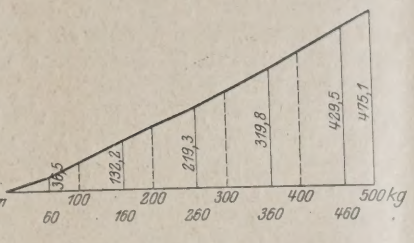


Abb. 8 b.

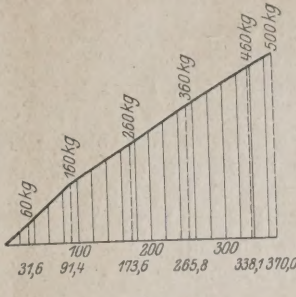


Abb. 9 a.

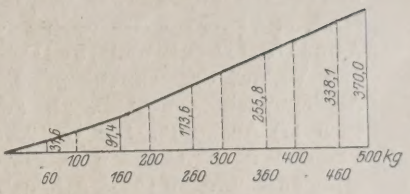


Abb. 9 b.

Abbiegung an Punkt I bei Versuch I.

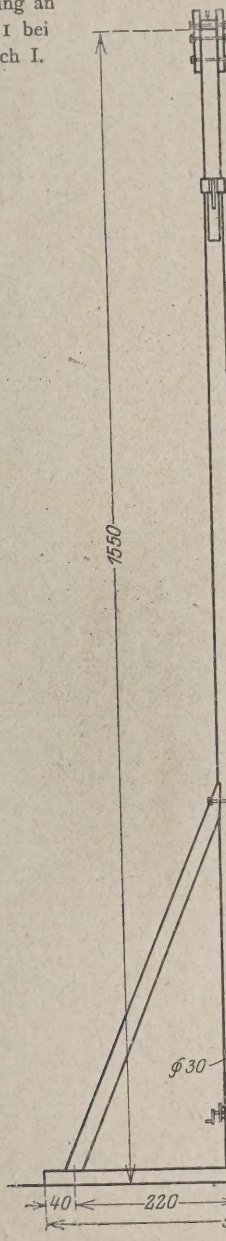
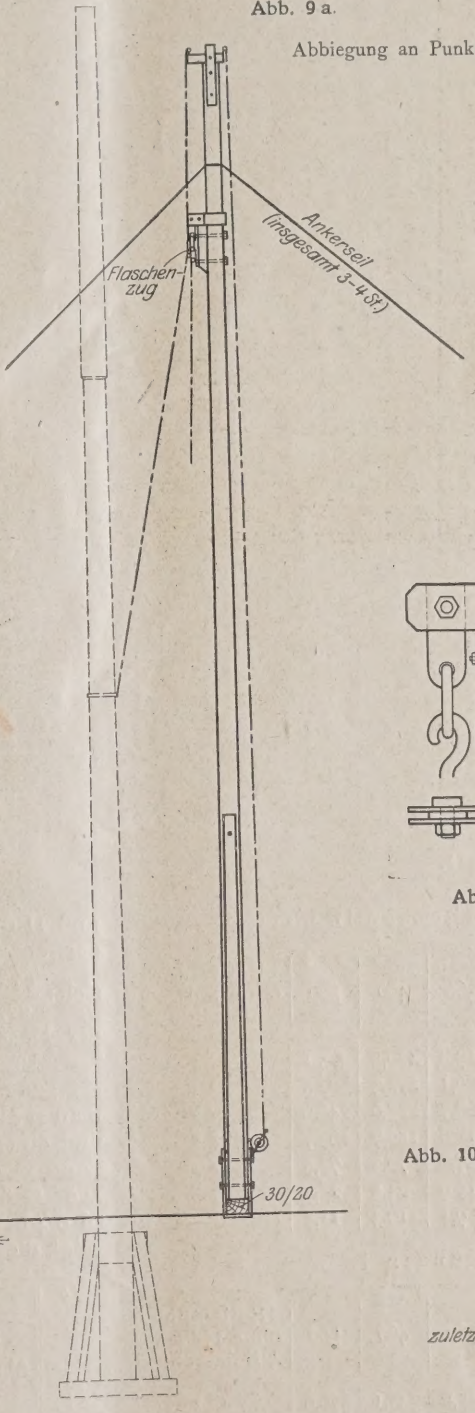


Abb. 10 b.

Abbiegung an Punkt I bei Versuch II.



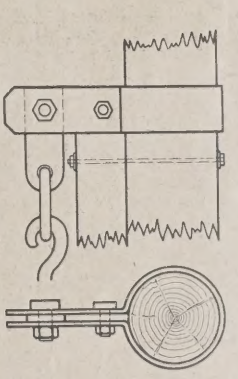


Abb. 10 d.

Abb. 10 c.

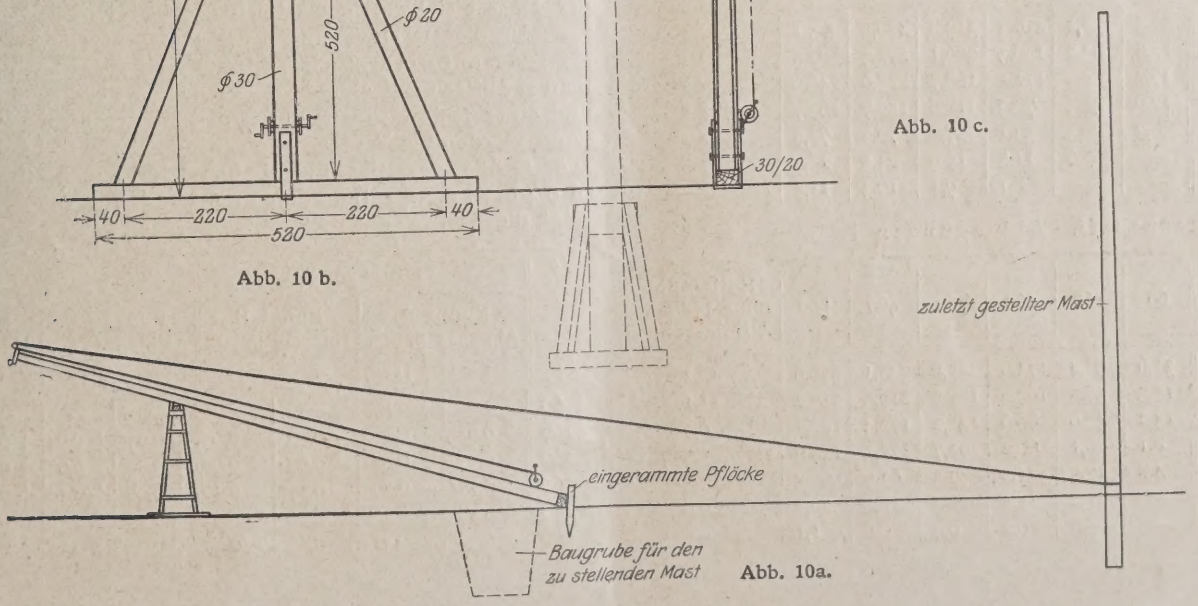


Abb. 10a.

Ausschlag in Höhe der Fundamentkante bestimmt wurde, geprüft. Ferner wurden auch — Abb. 7a — die Bewegungen der Fußplatte durch Leunersche Durchbiegungsmesser verfolgt, welche Ablesungen bis zu $^1/_{100}$ mm gestatten. Diese Messungen fanden an zwei zur Kraftebene symmetrisch gelegenen Punkten A und B der Druck- und C und D der Zugzone statt (Abb. 7a). Über den Verlauf der Durchbiegungen unter der Last geben die Abbiegungskurven Abb. 7b (Versuch I) und Abb. 7c (Versuch II) Auskunft. Die Größe der Formänderungen ist auch aus den nachstehenden tabellarischen und graphischen Zusammenstellungen (Abb. 8ab, 9ab für Punkt 1) zu entnehmen:

Abb. 11.

Versuch I. Abbiegungen in mm.

Belastung in kg	60	160	260	360	460	500	Entlastung ohne jedwede Belastung
Punkt 1	36,5	132,2	219,3	319,8	429,5	475,1	22,4
„ 2	17,5	83,2	140,3	206,1	272,3	302,5	13,4
„ 2a	17,3	69,2	112,5	168,7	225,0	246,6	12,2
„ 3	12,0	42,4	76,3	118,8	152,7	169,7	8,5
„ 4	8,3	20,3	33,1	57,9	70,2	78,5	5,7
„ 5	—	5,6	11,5	19,9	24,5	28,3	2,8
„ 6	—	—	8,1	9,1	10,3	11,5	—

Versuch II. Abbiegungen in mm.

Belastung in kg	60	160	260	360	460	500	Entlastung ohne jedwede Belastung
Punkt 1	31,6	91,4	173,6	255,8	338,1	370,0	18,2
„ 2	15,5	58,5	109,9	167,5	219,5	239,2	11,1
„ 2a	13,2	46,0	89,6	132,2	172,4	192,1	9,5
„ 3	8,1	30,1	60,2	92,7	125,3	135,6	5,3
„ 4	4,8	17,5	31,2	47,5	63,9	69,5	2,3
„ 5	—	11,2	11,5	16,5	18,2	20,1	0,8
„ 6	—	—	0,2	0,4	0,6	1,1	—

Aus den Zusammenstellungen ergibt sich, daß bei Festlegung des Mastes in Beton erheblich kleinere Abbiegungen eintreten, und daß sogleich nach Aufhören der Last die Formänderung zu einem sehr erheblichen Teil verschwindet, der Mast also in hohem Grade elastisch ist. Dies gibt sich aber besonders darin zu erkennen, daß bei beiden Versuchen nach 24 Stunden der Mast sich wieder vollkommen gerade gestreckt hat, die Abbiegungen also auf Null zurückgegangen sind, und daß nirgends während oder nach der Versuchsdurchführung sich Risse beim Mast oder seiner Fußausbildung gezeigt haben. Vergleicht man bei Versuch I

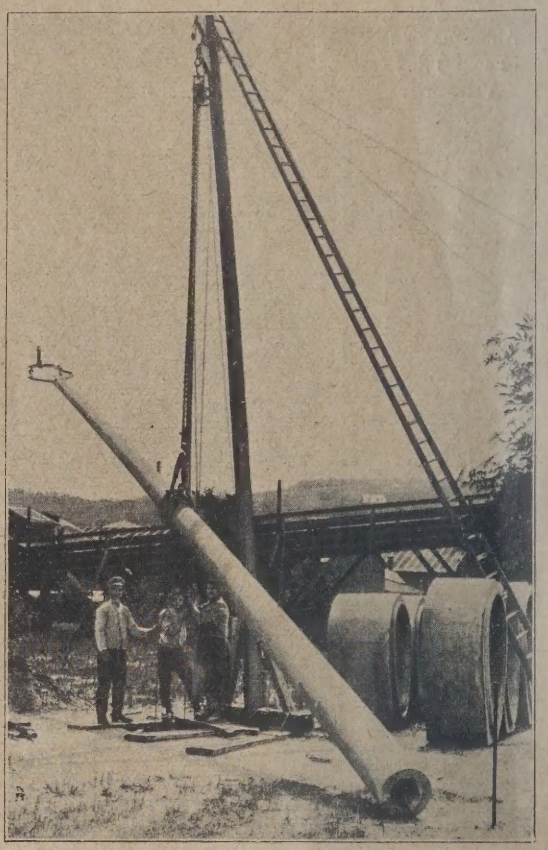


Abb. 12.

und II das Verhältnis der größten Abbiegung in Punkt 1 mit der unmittelbar nach dem Versuch verbliebenen, so ergibt sich: $\frac{475,1}{22,4} = 21,2$ bzw. $\frac{370}{18,2} = 20,3$, d. h. in beiden Fällen hat der Mast gleichwertig elastisch gearbeitet.

Da die Durchbiegungen der Platte bereits bei Versuch I als ganz außerordentlich gering sich herausstellten, so daß man praktisch mit einem vollkommenen Festliegen der Platte und einer festen Einspannung des Mastes durch sie rechnen kann, wurden bei Versuch II diese Messungen nicht wiederholt. Die Größe der Senkungen bzw. Hebungen (Höchstwerte rd 0,4 bzw. 0,2 mm!) an den Punkten A und B bzw. C und D zeigt die nachfolgende Zusammenfassung:

Belastung in kg	Druckseite				Zugseite			
	Punkt A. Ablesung in mm		Punkt B. Ablesung in mm		Punkt C. Ablesung in mm		Punkt D. Ablesung in mm	
	I.	II.	I.	II.	I.	II.	I.	II.
60	—	—	—	—	—	—	—	—
160	—0,025	—0,025	—0,03	—0,03	+0,035	+0,04	+0,035	+0,04
260	—0,07	—0,08	—0,07	—0,08	+0,04	+0,05	+0,04	+0,05
360	—0,175	—0,20	—0,175	—0,20	+0,08	+0,10	+0,085	+0,10
460	—0,29	—0,32	—0,29	—0,32	+0,15	+0,17	+0,15	+0,17
500	—0,32	—0,37	—0,32	—0,37	+0,18	+0,20	+0,18	+0,20

Ablesung I erfolgte nach erreichter Höchstbelastung, Ablesung II 15 Minuten später.

Das den zu prüfenden Mast während seiner Belastung umgebende, aus Abb. 5a u. b ersichtliche leichte Holzgerüst diente nur zur Beobachtung des Mastes in allen seinen Teilen während des Versuches, nicht aber, wie vielleicht von nicht sachkundiger Seite angenommen werden konnte, zur Aufrichtung des Mastes und zum Einsetzen in sein Fundament. Hierzu genügen ganz einfache bauliche Vorrichtungen, wie sie auch aus Abb. 5a u. b, besser aber aus den Abb. 10—14 zu entnehmen sind, und zwar ein „Einbaum"; mit ihm lassen sich Masten von 20 und mehr Meter Länge ohne besondere Schwierigkeit versetzen. Ein derartiger Einbaum, wie er in Abb. 10a—d in seiner Gesamtform und seiner Anwendung dargestellt ist, besteht aus einem einfachen, durch zwei untere Streben versteiften Holzgestell, an dem unten eine Winde befestigt ist. Diese hat zwei Aufgaben zu erfüllen: zunächst dient sie — Abb. 10a — zum Aufstellen des Einbaums selbst unter Verwendung eines Seils, das über eine Rolle an seinem Kopfe geleitet und an irgend einem festen Punkt im Gelände unwandelbar angeschlossen ist; zweckmäßig kann man hierfür auch den zuletzt gesetzten Mast heranziehen — Abb. 10a. Zur Verhinderung des Gleitens des unteren Holmes, auf dem sich der Einbaum aufbaut, im Gelände, dienen einige kurze in das Erdreich eingeschlagene Pflöcke. Nach Aufrichten des Einbaums findet seine räumliche Festlegung durch 3 bis 4 Ankerseile statt; hierauf folgt das Einhängen eines Flaschenzuges am Einbaum (Abb. 10d) vermittelst der Winde und unter Heranziehung einer einfachen Sprossenleiter. Nunmehr kann mit Hilfe des Flaschenzuges nach Fertigstellung der Baugrube der Mastfuß und dann der Mast selbst versetzt werden. Aus den beigefügten Abb. 11—14

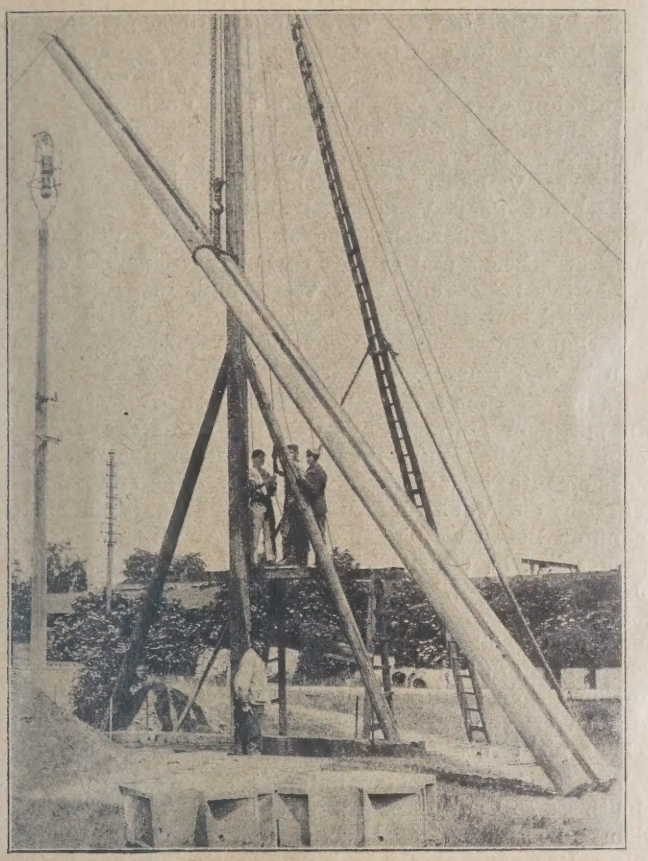


Abb. 13.

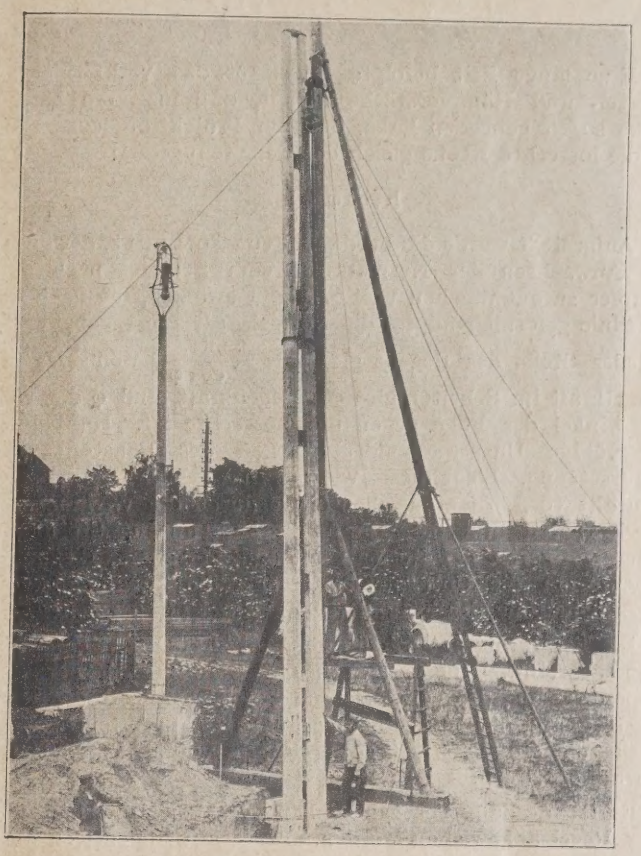


Abb. 14.

ist das Versetzen eines einfachen bzw. Doppelmastes in vorbeschriebener Art durch den Einbaum in je 2 Stadien ersichtlich. Aus allen diesen Darstellungen zeigt sich, daß das Versetzen langer Betonmaste keinerlei Schwierigkeiten begegnet, und daß das hohe Eigengewicht der Maste nicht die Verwendung einfachster Aufstellungsmittel verhindert.

Die für Doppelmasten vorgesehene Fußplatte (Abb. 3 u. 4) soll demnächst einer Prüfung und Beobachtung ihrer Formänderungen bei der Mastbelastung unterzogen werden; über die Ergebnisse der Untersuchungen wird seinerzeit berichtet werden.

BEITRAG ZUR FORMGEBUNG DER GEWÖLBE, MIT TABELLEN ZUR VORAUSBERECHNUNG DER GRÖSSTEN RANDSPANNUNGEN*).

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent a. d. Techn. Hochschule Dresden.

Bei der Gestaltung der Gewölbe ist zweierlei zu unterscheiden, einmal die Form der Mittellinie, zum anderen die Wölbstärken. Die Frage, welches die günstigste Mittellinie oder Achse sei, ist ohne weiteres dahin zu beantworten, daß die Mittellinie mit der Stützlinie für eine bestimmte Belastung zu formen ist.

Die vorliegende Untersuchung befaßt sich mit der zweiten Frage, der Bogenstärke, und zwar in erster Linie mit dem Verhältnis der Bogenstärke im Scheitel zur Stärke im Kämpfer. Es werden jedoch auch Feststellungen über den abso-

*) Aus der Habilitationsschrift des Verfassers.

luten Wert der Stärken gemacht. Das Gesetz über das Anwachsen der Wölbstärke zwischen den festen Werten im Scheitel und im Kämpfer ist hier einer Untersuchung nicht unterzogen worden, obgleich sich auch dabei wichtige Ergebnisse erwarten lassen. Als Gesetz ist das von Dr. Max Ritter[1]) aufgestellte benutzt worden, um die in seiner Arbeit fertig vorliegenden, auf diesem Gesetze aufgebauten Tabellenwerte benutzen zu können. Es lautet:

$$\frac{J_s}{J\cos\varphi} = 1-(1-n)\frac{\left(\frac{1}{2}-x\right)^2}{\left(\frac{1}{2}\right)^2}.$$

Eine lange Zeit befolgte Regel für das Verhältnis von Scheitel- und Kämpferstärke besagt, daß man die Bogenstärke so zu bemessen habe, daß die Projektion jeder Fuge auf die lotrechte Ebene gleich der Scheitelfuge sei:

$$h\cos\varphi = h_s.$$

Aufgestellt wurde die Forderung von Tolkmitt, der damit dem Anwachsen der Normalkraft vom Scheitel nach dem Kämpfer zu entsprechen wollte. Bei Gewölben, die nach der Stützlinie geformt sind, ist die Normalkraft aus Eigengewicht an jeder Stelle des Bogens gleich $N = \frac{H_s}{\cos\varphi}$, wenn H_s die Normalkraft im Scheitel, also die Bogenkraft, und φ der Neigungswinkel der Fuge gegen die Lotrechte ist. Hierbei ist aber völlige Unzusammendrückbarkeit des Baustoffes die Voraussetzung. Liegt diese, wie das in Wirklichkeit der Fall ist, nicht vor, so treten, ebenso wie durch die Wirkung der Verkehrslasten und der Temperaturänderungen, Störungen in diesem Gesetze der Normalkraft und, vor allem, Biegungsmomente ein, die Untersuchungen über die Zweckmäßigkeit der Beibehaltung der Tolkmittschen Regel nötig machen.

Die Erfahrung hat gelehrt, daß bei Berücksichtigung der Temperatureinwirkungen (u. U. des Schwindens), der Zusammenpressung des Gewölbes unter dem Einflusse der Normalkräfte und bei Aufbringung ungünstigst verteilter Verkehrslasten die Tolkmittsche Regel verhältnismäßig zu schwache Kämpfer liefert.

Es ist deshalb bei zahlreichen Brückenbauwerken von dieser Regel abgewichen worden. Immerhin finden sich aber sehr viele Gewölbe, bei denen sich ihre Einhaltung verfolgen läßt.

Name der Brücke	Lichtweite m	Pfeilhöhe m	h_s m	h_k m
Fuldabrücke in Kassel	57,5	5,23	1,10	1,30
Sensebrücke in Guggersbach	50,0	8,22	1,10	1,60
Moselbrücke bei Schweich	46,0	6,17	1,00	1,30
„ „ Trittenheim	46,0	6,17	1,00	1,30
„ „ Mehring	46,0	6,17	1,00	1,30
„ „ Longuich	46,0	6,17	1,00	1,30
Almebrücke bei Elsen	46,0	5,10	0,80	1,10
Brücke bei Collet (Frch.)	43.0	8,60	1,30	2,08
Boucicautbrücke über die Sâone	40,0	5,00	1,05	1,24
Murgbrücke bei Heselbach	30,4	3,55	0,60	0,90

Auch in der Literatur findet sich die Tolkmittsche Regel vielfach vertreten. So ist z. B. das Untersuchungsverfahren von Kögler[2]) darauf aufgebaut. Das Landsbergsche[3]) Verfahren arbeitet sogar mit Annahmen, die ein noch geringeres Anwachsen der Bogenstärke einschließen.

Das Gewölbe nach der Tolkmittschen Regel zu formen, im Kämpfer jedoch nach Maßgabe der daselbst auftretenden Beanspruchung Verstärkungen örtlich vorzunehmen, wird von Max Ritter[4]), Melan[5]) und Schächterle[6]) vorgeschlagen.

Durch solche nachträgliche Zutaten wird jedoch das ganze Kräftespiel am eingespannten Bogen verschoben und die Ergebnisse, die die Untersuchung unter der Voraussetzung geliefert hatte, daß das Kosinusgesetz gilt, wird unzutreffend. Färber[7]) weist darauf hin, daß „trompetenartige Verstärkungen" an den Kämpfern die Kämpferfuge gewissermaßen nach der Bogenmitte zu verschieben, daß aber die Beanspruchung dieser neuen Fugen noch ungünstiger sei, da sich hierbei das Pfeilverhältnis verschiebe. Färber fordert deshalb — nach Kenntnis des Verfassers wohl als erster — ein anderes Verhältnis von Scheitel- und Kämpferstärke. Es erscheint dem Verfasser dieses die Färbersche Forderung nach Berücksichtigung des Vorangegangenen vollständig berechtigt, und er tritt deshalb für eine Schwächung des Scheitels bei gleichzeitiger Verstärkung der Kämpfer ein. Nur so wird eine Federungsmöglichkeit zu schaffen sein, die die Wirkung der Zusatzbogenkräfte aus Temperaturänderungen u. dergl. herabmindert.

Färber verlangt die Abweichung von Tolkmitts Regel allein mit dem Hinweise auf das Verhältnis der Biegungsmomente im Scheitel und im Kämpfer, denen auch die Widerstandsmomente angepaßt sein müssen, während Verfasser gleichzeitig die Veränderung des Kräftespiels am eingespannten Bogen verfolgt, die mit der Abwandlung des Verhältnisses $h_s : h_k$ eintritt. Färber macht für das Verhältnis $\frac{J_s}{J_k\cos\varphi_k}$ die feste Zahlenannahme 0,4, die er aus gut konstruierten Gewölben abgeleitet habe. Verfasser hingegen macht den Einfluß der Veränderung dieses Verhältnisses gerade zum Gegenstand seiner Untersuchungen und findet, daß der feste Wert von Färber zwar im allgemeinen günstig, jedoch durchaus nicht in allen Fällen der günstigste ist.

Was sind am eingespannten Bogen die günstigsten Verhältnisse? Das Ideal wäre, daß im Bogen in allen Stellen die zulässige Druckspannung voll ausgenutzt würde. Das ist aber wegen der Veränderlichkeit der Verkehrslasten und wegen der Momente aus Temperaturänderungen sowie wegen der Achsenverkürzung unter dem Einflusse des Eigengewichts nicht möglich. Würden nur unveränderliche Momente auftreten, so könnte man ihnen ja durch eine Verdrückung der Bogenachse entsprechen und so wiederum gleichmäßig verteilte Spannungen am Querschnitte herbeiführen. Der Umstand aber, daß die Momente je nach den Belastungs- und Temperaturverhältnissen bald positiv, bald negativ sind, läßt eine mittlere Lage der Stützlinie zweckmäßig erscheinen. Die Folge einer solchen Mittellage ist, daß in den ungünstigsten Belastungsfällen Biegungsmomente auftreten, die eine stärkere Beanspruchung der äußersten Ränder hervorrufen, die natürlich die zulässige nicht überschreiten darf, während die inneren Schichten des Gewölbes wenig beansprucht bleiben.

Man könnte nun wenigstens die Forderung aufstellen, daß an den stärkst beanspruchten Stellen die größte Kantenpressung (Randdruckspannung) gleich sein sollte, daß also z. B. die größte Druckspannung am oberen Rande des Scheitels gleich der größten Druckspannung am unteren Rande des Kämpfers sein sollte. Dieser Forderung wird so lange zu

[1]) Ritter, Beiträge zur Theorie und Berechnung der vollwandigen Bogenträger ohne Scheitelgelenk, Berlin 1909.

[2]) Kögler, Vereinfachte Berechnung eingespannter Gewölbe, Berlin bei Julius Springer.

[3]) Vgl. Handb. d. Ing.-Wiss. Bd. Brückenbau.

[4]) A. a. O. S. 31.

[5]) Melan, Der Brückenbau II. Band S. 164 u. 167.

[6]) Schächterle, Beitrag zur Theorie u. Berechnung der im Eisenbetonbau üblichen elastischen Bogen usw., Berlin 1912 S. 11 und 15.

[7]) Färber, Deutsche Bau-Zeitung, Mitt. f. Zem. u. Beton 1915.

entsprechen sein, als nicht Zugspannungen von unzulässiger Höhe auftreten.

Im anderen Falle wird man die soeben behandelte Forderung fallen lassen und nur dafür Sorge tragen müssen, daß die Zugspannungen an keiner Stelle des Bogens das zulässige Maß überschreiten.

Aus dieser Zwiespältigkeit der Forderungen, die an ein gut konstruiertes Gewölbe gestellt werden müssen, geht schon hervor, daß man eine für alle Fälle gültige Angabe nicht machen kann.

Ferner spielt da auch das Verhältnis der Normalkraft zu den größten Biegungsmomenten im Scheitel und im Kämpfer eine sehr erhebliche Rolle; und das Verhältnis der Biegungsmomente im Scheitel und im Kämpfer ist wiederum sehr abhängig von der Gestalt des Bogens und der Größe der Verkehrslast. Denn die Temperaturmomente werden klein, wenn die Pfeilhöhe wächst, und die Verkehrsmomente erlangen bei hohen Gewölben mit geringer ruhenden Last großen Einfluß. Es scheint deshalb kein anderer Weg zur Vorausbestimmung der Bogenabmessungen gangbar zu sein als die rasche Vorausberechnung der aus den einzelnen Teilwirkungen entstehenden Beanspruchungen. Dies zu erleichtern ist der Zweck der folgenden Tabellen.

Ihre Aufstellung ist ziemlich verwickelt gewesen, so daß es der mangelnde Raum verbietet, hier näher darauf einzugehen. Erwähnt sei nur, daß sie beruhen auf den Gleichungen, die Dr. M. Ritter a. a. O. gibt, und zwar auf den folgenden:

Lage des Schwerpunktes der elastischen Gewichte unterhalb des Scheitels:

$$y_s = \frac{2m + 26 + n(5m + 37)}{\frac{35}{3}(m+5)(n+2)} f;$$

Zusatzbogenkraft für Eigengewicht:

$$\Delta H = \frac{56}{3n+2} \cdot \frac{J_s}{F_s} \cdot \frac{H_s}{f^2};$$

Zusatzbogenkraft für Temperatur:

$$H_t = \frac{56}{3n+2} \cdot \frac{E \cdot \varepsilon t \cdot J_s}{f^2}.$$

Weiter beruhen sie auf den Werten, die Ritter für die Bogenkraft H und die Einspannungsmomente aus Verkehrslast in Tabellen für $n = 0{,}15$ bis $n = 1{,}0$ gibt. In den vorstehenden Gleichungen ist m ein Zwischenwert:

$$m = \frac{23f - 80y_v}{16y_v - f} \text{ (zwischen 1 und 4)},$$

y_v = Ordinate der Gewölbeachse im Gewölbeviertel,
f = Pfeilhöhe,

$$n = \frac{J_s}{J_k \cos \varphi_k},$$

J_s bzw. J bzw. J_k = Trägheitsmoment im Scheitel bzw. an beliebiger Stelle bzw. im Kämpfer,
φ_k = der Winkel, den die Kämpferfuge mit der Lotrechten bildet,
F_s = Scheitelquerschnittsfläche,
H_s = Bogenkraft aus der Stützlinie für Eigengewicht,
E = Elastizitätszahl des Gewölbebaustoffes,
ε = seine Wärmeausdehnungszahl,
t = Temperaturänderung.

Die Tabellen konnten sich bis zu der Aufstellung der Randspannungen hin nur dann ausdehnen, wenn man von dem Verhältnis n der Trägheitsmomente überging zu dem Verhältnis der Bogenstärken im Scheitel und im Kämpfer. $\alpha = h_s : h_k$. Die Einführung von $\alpha = h_s : h_k$ bot außerdem gegenüber der Beibehaltung von $n = \frac{J_s}{J_k \cdot \cos \varphi_k}$ mancherlei Vorteile.

Statt der 3 Größen n, J_s und F_k hatte man nur die zwei h_s und h_k. Wenn man dann noch $h_s + h_k = k$ einsetzte und k konstant annahm, so lag nur noch die eine Veränderliche α vor. Bei der Ersetzung von n durch α tauchte jedoch der Wert $\cos \varphi_k$ in der Berechnung auf. Doch stellt dieser bei jedem Entwurfe eine konstante Größe dar. Man kann also wohl behaupten, daß durch die Einführung von α die Veränderlichen von drei, nämlich n, J_s und F_s, auf eine einzige zurückgeführt sind, das ist α. Mit $h_s + h_k = k$ = konstant ist zugleich ausgedrückt, daß der Aufwand an Wölbmauerwerk stets ungefähr konstant ist, welchen Wert α auch haben möge.

In den Tabellen treten als Grundwerte auf $\cos \varphi_k = 0{,}5 - 0{,}6 - 0{,}7 - 0{,}8 - 0{,}9$, sowie die Werte $m = 1$, $m = 2$, $m = 3$ und $m = 4$. Über den Wert von $\cos \varphi_k$ und m muß also vor Benutzung der Tabelle Aufschluß gewonnen werden. Alsdann liefern die Tabellen die Beiwerte für die Randspannungen aus Eigengewicht, Temperatur und Eigengewichtszusatzbogenkraft-Wirkung sowie Verkehrslast.

Nach Bildung der Momente aus H_t, ΔH und Verkehr für verschiedene Werte von α bei $m = 1, 2, 3$ und 4 und $\cos \varphi_k = 0{,}5 - 0{,}6 - 0{,}7 - 0{,}8 - 0{,}9$ ergeben sich durch Division mit den jeweiligen Widerstandsmomenten die Randspannungen. Die gleichmäßig verteilte Spannung aus der Grundbelastung (Achse = Stützlinie) erzeugt Spannungen im Werte $\frac{H_s}{\cos \varphi} \cdot \frac{1}{F}$.

Mit Einführung von $k = h_s + h_k$ ergeben sich die Spannungen in folgenden Ausdrücken:

1. Aus Eigengewicht (zentrisch) . . . . $c_1 \cdot \frac{H_s}{k}$,
2. aus Eigengewicht (Zusatzbogenkraft) $c_2 \cdot \frac{H_s}{f}$,
3. aus Temperaturänderung t^0 . . . . $c_3 \cdot E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10f}$,
4. aus gleichförmiger Verkehrslast . . . $c_4 \cdot \frac{p\,l^2}{10\,k^2}$.

c_1 bis c_4 sind Zahlenwerte, die von α, m und $\cos \varphi_k$ abhängen und in der Tabelle angegeben sind. Die Werte sind im Scheitel naturgemäß andere als im Kämpfer, der Aufbau der Ausdrücke ist jedoch der gleiche. Die Gesamtrandspannung ist nun entweder die größte Druckspannung σ_{max} (dann sind alle Teilspannungen zu addieren (Scheitel, oberer Rand), oder die kleinste Druckspannung bzw. die größte Zugspannung σ_{min}, dann sind die Biegungsspannungen von der gleichmäßig verteilten Spannung zu subtrahieren, z. B. Scheitel unterer Rand oder Kämpfer oberer Rand.

Wenn man mit Hilfe der hier veröffentlichten Tabellen arbeiten will, ist etwa folgendermaßen vorzugehen.

Man nehme nach den einschlägigen Formeln oder nach ausgeführten Beispielen die Scheitelstärke h_s an, lege durch Scheitel und Kämpferpunkte einen Kreisbogen (Ersatz für die wahre Bogenachse) und lege die Kämpferfuge normal hierzu. Der Kämpferwinkel φ_k bzw. $\cos \varphi_k$ läßt sich alsdann ablesen. Die Kämpferstärke nehme man zunächst etwa gleich $h_k = h_s : \cos \varphi_k$ an. Hieraus ergibt sich $k = h_s + h_k$. Weiter bestimmen wir H_s, die Bogenkraft für Eigengewicht nach irgend einer Überschlagsformel, z. B. nach der Formel von Ritter: $H_s = \frac{5g_s + g_k}{48f} l^2$ (Ritter, Seite 19). Hierin ist: g_s und g_k die Belastungshöhe für Eigengewicht im Scheitel und im Kämpfer.

Um den für uns erforderlichen Kennwert m zu ermitteln:

$$m = \frac{23f - 80y_v}{16y_v - f},$$

muß y_v, die Ordinate der Stützlinie für Eigengewicht in ein

Viertel der Stützweite — Abszisse $= \frac{1}{4}$ — gefunden werden. Dazu ist die Tabelle von Kögler in seiner Schrift „Vereinfachte Berechnung eingespannter Gewölbe", Berlin 1913, S. 10 sehr geeignet[1]). Der erforderliche Kennwert φ ist $\frac{g_k - g_s}{6\, g_s}$, was im voraus leicht anzugeben ist.

Der Reihe nach ist nun $\alpha = 0{,}5$, 0,6 usw. anzunehmen. Die Gesamtspannungen ergeben sich dann nach der Gleichung:

$$\sum \sigma = c_1 \frac{H_s}{k} \pm c_2 \frac{H_s}{f} \pm c_3 \cdot E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10\, f} \pm c_4 \frac{p\, l^2}{10\, k^2}.$$

Hierin ändern sich bei der Abwandlung von α nur die Konstanten c_1 bis c_4.

Die Randspannungen im Scheitel.

	Erzeugt durch:	$\cos\varphi_k = 0{,}9$				$\cos\varphi_k = 0{,}8$				$\cos\varphi_k = 0{,}7$				$\cos\varphi_k = 0{,}6$				$\cos\varphi_k = 0{,}5$				
		m=1	m=2	m=3	m=4	m=1	m=2	m=3	m=4	m=1	m=2	m=3	m=4	m=1	m=2	m=3	m=4	m=1	m=2	m=3	m=4	m=1
$\alpha = 0{,}5$	Eigengewicht	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	$\cdot \frac{H_s}{k}$
	Zusatzbogenkr. f. E.-G.	2,62	2,42	2,27	2,16	2,58	2,39	2,25	2,13	2,55	2,37	2,23	2,12	2,52	2,32	2,20	2,10	2,48	2,30	2,18	2,08	$\cdot \frac{H_s}{f}$
	Temperatur	8,65	8,05	7,50	7,20	8,65	8,00	7,48	7,12	8,55	7,95	7,42	7,05	8,35	7,85	7,35	6,97	8,25	7,65	7,25	6,90	$\cdot E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10f}$
	Verkehrsl. i. mittl. Dritt.	2,10	2,80	3,40	3,76	2,12	2,82	3,42	3,79	2,15	2,85	3,44	3,82	2,20	2,90	3,45	3,87	2,26	2,96	3,45	3,88	$\cdot \frac{p \cdot l^2}{10\, k^2}$
$\alpha = 0{,}6$	Eigengewicht.	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	$\cdot \frac{H_s}{k}$
	Zusatzbogenkr. f. E.-G.	2,48	2,31	2,18	2,08	2,46	2,28	2,16	2,06	2,41	2,24	2,12	2,03	2,36	2,21	2,10	2,00	2,30	2,16	2,05	1,96	$\cdot \frac{H_s}{f}$
	Temperatur	9,40	8,75	8,26	7,85	9,25	8,60	8,12	7,75	9,10	8,45	8,02	7,65	8,88	8,26	7,85	7,52	8,60	8,07	7,66	7,34	$\cdot E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10f}$
	Verkehrsl. i. mittl. Dritt.	1,80	2,35	2,74	3,08	1,83	2,39	2,78	3,11	1,86	2,42	2,83	3,14	1,89	2,46	2,87	3,17	1,92	2,48	2,91	3,21	$\cdot \frac{p \cdot l^2}{10\, k^2}$
$\alpha = 0{,}7$	Eigengewicht	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	$\cdot \frac{H_s}{k}$
	Zusatzbogenkr. f. E.-G.	2,34	2,19	2,07	1,98	2,29	2,14	2,04	1,94	2,24	2,09	1,98	1,90	2,16	2,03	1,93	1,85	2,07	1,94	1,85	1,77	$\cdot \frac{H_s}{f}$
	Temperatur	9,70	9,06	8,50	8,21	9,44	8,82	8,40	8,08	9,30	8,73	8,26	7,90	8,96	8,45	7,98	7,65	8,60	8,08	7,70	7,37	$\cdot E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10f}$
	Verkehrsl. i. mittl. Dritt.	1,59	2,05	2,40	2,65	1,61	2,09	2,44	2,70	1,64	2,13	2,48	2,75	1,67	2,17	2,52	2,80	1,70	2,20	2,54	2,86	$\cdot \frac{p\, l^2}{10 \cdot k^2}$
$\alpha = 0{,}8$	Eigengewicht	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	$\cdot \frac{H_s}{k}$
	Zusatzbogenkr f. E.-G.	2,19	2,05	1,95	1,86	2,14	2,01	1,90	1,82	2,06	1,95	1,85	1,77	1,96	1,85	1,78	1,70	1,89	1,78	1,70	1,63	$\cdot \frac{H_s}{f}$
	Temperatur	9,70	9,15	8,69	8,36	9,44	8,83	8,40	8,08	9,15	8,60	8,16	7,85	8,72	8,21	7,85	7,52	8,22	7,80	7,43	7,10	$\cdot E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10f}$
	Verkehrsl. i. mittl. Dritt.	1,43	1,82	2,12	2,37	1,46	1,86	2,16	2,41	1,49	1,90	2,20	2,45	1,52	1,94	2,24	2,49	1,55	1,98	2,28	2,52	$\cdot \frac{p \cdot l^2}{10 \cdot k^1}$
$\alpha = 0{,}9$	Eigengewicht	2,11	2,11	2,11	2,11	2,11	2,11	2,11	2,11	2,11	2,11	2,11	2,11	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot \frac{H_s}{k}$
	Zusatzbogenkr. f. E.-G.	1,99	1,87	1,78	1,71	1,91	1,79	1,72	1,65	1,84	1,73	1,66	1,60	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot \frac{H_s}{f}$
	Temperatur	9,45	8,88	8,50	8,12	9,00	8,60	8,17	7,85	8,75	8,21	7,85	7,56	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10f}$
	Verkehrsl. i. mittl. Dritt.	1,34	1,69	1,98	2,20	1,36	1,71	2,00	2,22	1,36	1,74	2,00	2,22	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot \frac{p \cdot l^2}{10 \cdot k^2}$
$\alpha = 1{,}0$	Eigengewicht	2,00	2,00	2,00	2,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot \frac{H_s}{k}$
	Zusatzbogenkr. f. E.-G.	1,81	1,68	1,62	1,57	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot \frac{H_s}{f}$
	Temperatur	9,03	8,50	8,08	7,80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10f}$
	Verkehrsl. i. mittl. Dritt.	1,25	1,58	1,82	2,02	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot \frac{p \cdot l^2}{10 \cdot k^2}$
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	22

Wenn $\cos\varphi_k$ und m bestimmt sind, gehe man in die dadurch festgelegte Spalte der Tabellen, z. B. bei $\cos\varphi_k = 0{,}8$ und $m = 3{,}0$ in Abt. II Spalte 3 Nr. 7 der Tabellen.

Man berechne nun die Beiwerte, mit denen die Zahlen der Tabellen zu multiplizieren sind:

$$\frac{H_s}{k},\ \frac{H_s}{f},\ E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10\, f} \text{ und } \frac{p\, l^2}{10\, k^2}.$$

[1]) Vgl. auch Handb. d. Ing.-Wiss., II. Teil, Brückenbau, I. Bd. I., S. 200.

Dieser Spannungssummenwert ist für den Scheitel mit Tabelle I, für den Kämpfer mit Tabelle II zu bestimmen.

Beispiel:

Stützweite $l = 40{,}0$ m. Pfeilhöhe $f = 5{,}00$ m.
Scheitelbelastung $g_s = 1{,}21 \cdot 2{,}3 = 2{,}78$ t,
Kämpferbelastung $g_k = 5{,}21 \cdot 2{,}3 = 12{,}00$ t.
Temperaturänderung $t = +10^0$,

Ausdehnungsbeiwert $\varepsilon = \frac{10}{10^6}$,

Elastizitätszahl $E = 1\,000\,000$ t/m²,

Verkehrslast 0,6 t/m² (Straßenbrücke).

Angenommene Scheitelstärke $h_s = 0{,}90$ m.

$\cos \varphi_k = 0{,}86$ wird aus der Zeichnung abgelesen.

$$m = \frac{23\,f - 80\,y_v}{16\,y_v - f} = \frac{23 \cdot 5{,}0 - 80 \cdot 0{,}945}{16 \cdot 0{,}945 - 5{,}00} = 0{,}390,$$

$$H_s = \frac{172{,}0}{2{,}00} = 86{,}0; \quad \frac{H_s}{f} = \frac{172{,}0}{5{,}0} = 34{,}4,$$

$$E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10\,f} = 10^6 \cdot 10^{-5} \cdot 10 \cdot \frac{2{,}00}{10 \cdot 5{,}0} = 4{,}0,$$

Die Randspannungen im linken Kämpfer.

	Erzeugt durch:	$\cos\varphi_k = 0{,}9$				$\cos\varphi_k = 0{,}8$				$\cos\varphi_k = 0{,}7$				$\cos\varphi_k = 0{,}6$				$\cos\varphi_k = 0{,}5$				
		m=1	m=2	m=3	m=4	m=1	m=2	m=3	m=4	m=1	m=2	m=3	m=4	m=1	m=2	m=3	m=4	m=1	m=2	m=3	m=4	
$\alpha = 0{,}5$	Eigengewicht	1,67	1,67	1,67	1,67	1,87	1,87	1,87	1,87	2,14	2,14	2,14	2,14	2,50	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00	3,00	$\cdot \frac{H_s}{k}$
	Zusatzbogenkr. f. E.-G.	2,24	2,29	2,33	2,35	2,18	2,22	2,26	2,29	2,10	2,15	2,18	2,21	2,03	2,08	2,12	2,14	1,92	1,97	2,00	2,02	$\cdot \frac{H_s}{f}$
	Temperatur	7,44	7,61	7,75	7,86	7,30	7,44	7,57	7,67	7,01	7,20	7,34	7,44	6,74	6,92	7,00	7,10	6,45	6,60	6,70	6,78	$\cdot E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10f}$
	Verkehr links	3,16	3,08	3,02	2,98	3,13	3,05	3,00	2,96	3,10	3,02	2,97	2,92	3,04	2,98	2,91	2,86	2,98	2,90	2,84	2,79	$\cdot \frac{p\,l^2}{10\,k^2}$
$\alpha = 0{,}6$	Eigengewicht	1,78	1,78	1,78	1,78	2,00	2,00	2,00	2,00	2,29	2,29	2,29	2,29	2,66	2,66	2,66	2,66	3,20	3,20	3,20	3,20	$\cdot \frac{H_s}{k}$
	Zusatzbogenkr. f. E.-G.	2,79	2,86	2,90	2,94	2,69	2,75	2,79	2,83	2,56	2,62	2,66	2,70	2,42	2,47	2,51	2,54	2,23	2,28	2,32	2,35	$\cdot \frac{H_s}{f}$
	Temperatur	10,6	10,8	11,0	11,1	10,1	10,4	10,5	10,6	9,65	9,85	10,0	10,2	9,06	9,25	9,45	9,52	8,41	8,60	8,75	8,82	$\cdot E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10f}$
	Verkehr links	3,41	3,34	3,26	3,20	3,36	3,27	3,21	3,15	3,28	3,21	3,14	3,07	3,21	3,14	3,06	2,99	3,10	3,03	2,95	2,89	$\cdot \frac{p\,l^2}{10\,k^2}$
$\alpha = 0{,}7$	Eigengewicht	1,89	1,89	1,89	1,89	2,13	2,13	2,13	2,13	2,43	2,43	2,43	2,43	2,83	2,83	2,83	2,83	3,40	3,40	3,40	3,40	$\cdot \frac{H_s}{k}$
	Zusatzbogenkr. f. E.-G.	3,22	3,30	3,38	3,41	3,05	3,12	3,18	3,22	2,85	2,92	2,97	3,01	2,63	2,69	2,75	2,78	2,36	2,42	2,47	2,50	$\cdot \frac{H_s}{f}$
	Temperatur	13,3	13,6	13,9	14,0	12,5	12,8	13,0	13,2	11,7	12,1	12,3	12,4	10,8	11,1	11,3	11,5	9,86	10,0	10,2	10,3	$\cdot E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10f}$
	Verkehr links	3,59	3,50	3,42	3,35	3,52	3,43	3,35	3,28	3,43	3,34	3,24	3,19	3,24	3,14	3,06	3,00	3,18	3,07	2,97	2,93	$\cdot \frac{p\,l^2}{10\,k^2}$
$\alpha = 0{,}8$	Eigengewicht	2,00	2,00	2,00	2,00	2,25	2,25	2,25	2,25	2,58	2,58	2,58	2,58	3,00	3,00	3,00	3,00	3,60	3,60	3,60	3,60	$\cdot \frac{H_s}{k}$
	Zusatzbogenkr. f. E.-G.	3,46	3,55	3,62	3,66	3,24	3,32	3,38	3,44	2,98	3,05	3,11	3,16	2,69	2,76	2,82	2,86	2,39	2,46	2,52	2,55	$\cdot \frac{H_s}{f}$
	Temperatur	15,3	15,7	16,0	16,2	14,3	14,6	14,9	15,2	13,2	13,5	13,8	14,0	11,9	12,2	12,4	12,6	10,4	10,7	10,9	11,1	$\cdot E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10f}$
	Verkehr links	3,72	3,60	3,50	3,44	3,64	3,52	3,42	3,36	3,54	3,42	3,32	3,26	3,42	3,30	3,21	3,13	3,30	3,19	3,09	3,02	$\cdot \frac{p\,l^2}{10\,k^2}$
$\alpha = 0{,}9$	Eigengewicht	2,11	2,11	2,11	2,11	2,38	2,38	2,38	2,38	2,71	2,71	2,71	2,71	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot \frac{H_s}{k}$
	Zusatzbogenkr. f. E.-G.	3,50	3,60	3,67	3,72	3,22	3,30	3,37	3,42	2,92	3,02	3,08	3,13	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot \frac{H_s}{f}$
	Temperatur	16,6	17,0	17,4	17,7	15,3	15,7	16,0	16,2	13,9	14,3	14,6	14,8	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10f}$
	Verkehr links	3,84	3,71	3,64	3,51	3,77	3,64	3,54	3,44	3,66	3,54	3,42	3,34	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot \frac{p\,l^2}{10\,k^2}$
$\alpha = 1{,}0$	Eigengewicht	2,22	2,22	2,22	2,22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot \frac{H_s}{k}$
	Zusatzbogenkr. f. E.-G.	3,46	3,56	3,65	3,70	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot \frac{H_s}{f}$
	Temperatur	17,2	17,7	18,2	18,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot \frac{k}{10f}$
	Verkehrslast links	4,01	3,87	3,75	3,65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$\cdot \frac{p\,l^2}{10\,k^2}$
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	22

$h_k = \text{rd } 0{,}90 : 0{,}86 = 1{,}04$ m, rd 1,10 m.

$k = h_s + h_k = 0{,}90 + 1{,}10 = 2{,}00$ m.

$$H_s = \frac{5\,g_s + g_k}{48\,f} \cdot l^2 = \frac{5 \cdot 2{,}78 + 12{,}00}{48 \cdot 5{,}00} \cdot 40{,}0^2 = 172 \text{ t}.$$

$$\varphi = \frac{g_k - g_s}{6\,g_s} = \frac{12{,}00 - 2{,}78}{6 \cdot 2{,}78} = 0{,}55.$$

$y_v = 0{,}945$ Meter für $\varphi = 0{,}55$ nach Kögler,

$$\frac{p\,l^2}{10\,k^2} = \frac{0{,}6 \cdot 40{,}0^2}{10 \cdot 2{,}0^2} = 24{,}0.$$

Nach diesen Ermittlungen kann die eigentliche Vergleichsrechnung beginnen:

Wir entnehmen den Tabellen die Beiwerte für

$\alpha = 0{,}5$, $\alpha = 0{,}7$ und $\alpha = 0{,}9$

und rechnen am übersichtlichsten tabellarisch:

Randspannungen (k = 2,0 m).

bei		α = 0,5	α = 0,7	α = 0,9	
		Im Scheitel			
Aus Eigengew.	86,0	·3,00 = +258	·2,43 = +209	·2,11 = +181	t/qm
⊿H Wirkung .	34,4	·2,16 = ± 74	·1,97 = ± 67	·1,68 = ± 58	„
Temperatur . .	4,0	·7,19 = ± 29	·8,19 = ± 33	·8,05 = ± 32	„
Verkehr . . .	24,0	·3,73 = ± 90	·2,66 = ± 64	·2,19 = ± 53	„
σ_{max}		= +451	= +373	= +324	t/qm
σ_{min}		= + 65	= + 45	= + 38	„
		im Kämpfer			
Aus Eigengew.	86,0	·1,75 = +151	·1,99 = +171	·2,22 = +191	t/qm
⊿H Wirkung .	34,4	·2,33 = ± 80	·3,33 = ±115	·3,61 = ±124	„
Temperatur . .	4,0	·7,78 = ± 31	·13,7 = ± 55	·17,1 = ± 68	„
Verkehr . . .	24,0	·2,97 = ± 71	·3,33 = ± 80	·3,49 = ± 84	„
σ_{max}		= +333	= +421	= +467	t/qm
σ_{min}		= − 31	= − 79	= − 85	„

Diese Ermittlungen gestatten folgende Auswertung:

Die Forderung, daß die größten Druckspannungen im Gewölbe, also diejenigen im Scheitel oben und im Kämpfer unten, gleich groß werden, wird erfüllt, wenn α = 0,63 gemacht wird (Interpolation). Dann wird σ_{max} an beiden Stellen gleich 395 t/qm, ein für gutes Bruchsteinmauerwerk durchaus zulässiger Wert. Die Zugspannung am Kämpferoberrande wird dabei $\sigma_{min} = -56$ t/qm, was zu hoch erscheinen könnte. Es ist daher vielleicht zweckmäßiger, auf die Gleichheit der Druckspannungsmaxima zu verzichten und α kleiner anzunehmen, etwa gleich 0,50 oder 0,55. Bei α = 0,50 ergibt sich $\sigma_{max} = 451$ t/qm (um 14 vH mehr) und $\sigma_{min} = -31$ t/qm (um 26 vH weniger). Es ergibt sich hieraus, daß es auf jeden Fall hier richtig ist, $\alpha \gtrless 0{,}63$ anzunehmen, die Scheitelstärke nicht größer als 78, die Kämpferstärke nicht kleiner als 122 cm zu wählen. $n = \frac{J_s}{J_k \cos \varphi_k}$ ist hierbei gleich 0,305.

Bei α = 0,5 würde dieser Wert n = 0,15 sein.

Wenn hohe Verkehrslasten vorliegen, empfiehlt es sich, α nicht allzuweit herabzusetzen — wie weit, das muß die Rechnung von Fall zu Fall erweisen —, da die Scheiteldruckspannung aus Verkehr auf dem Wege von α = 0,7 bis α = 0,5 um 29 vH zunimmt (von 64 auf 90), während die Kämpferzugspannung nur um 9 vH abnimmt. Man würde also eine geringe Verringerung der Zugspannungen im Kämpfer mit einer beträchtlichen Druckspannungsvermehrung im Scheitel erkaufen. —

Wenn die kleinsten Zugspannungswerte, die mit dem niedrigsten Werte von α bei k = 2,00 m erreichbar sind, noch unzulässig hoch erscheinen, kommt eine Vergrößerung von k in Frage. Die Gleichung für $\sum \sigma$ auf Seite 78 zeigt k im Nenner sowohl wie im Zähler in + wie in — Gliedern. Es ist also ganz von den Beiwerten der k-Glieder abhängig, ob bei Vergrößerung von k eine Verkleinerung oder Vergrößerung von σ_{max} bzw. σ_{min} eintritt. Wir wollen im Augenblick auf die sehr wohl mögliche Aufstellung des Differentialquotienten verzichten und probierend vorgehen. Bei k = 2,5 ergibt sich das Folgende:

Wegen der Steigerung der Bogenstärke an allen Stellen tritt eine Vergrößerung von H_s ein, wir nehmen an von 172 t auf 190 t. (Im praktischen Beispiel kann man das ziemlich genau schätzen.)

Randspannungen bei k = 2,5 m.

	Im Scheitel		Im Kämpfer	
	α = 0,5	α = 0,7	α = 0,5	α = 0,7
Aus Eigengewicht . . .	+ 228	+ 185	+ 134	+ 151
„ ⊿H-Wirkung . . .	± 82	± 74	± 88	± 127
„ Temperatur	± 36	± 41	± 39	± 69
„ Verkehr	± 57	± 41	± 45	± 51
σ_{max}	+ 403	+ 341	+ 306	+ 398
σ_{min}	+ 53	+ 29	− 38	− 96

Randspannungen bei k = 3,0.

	Im Scheitel		Im Kämpfer	
	α = 0,5	α = 0,7	α = 0,5	α = 0,7
σ_{max}	+ 385	+ 329	+ 299	+ 385
σ_{min}	+ 37	+ 11	− 53	− 117

Übersicht über den Einfluß von k auf die größten Randspannungen im Kämpfer (σ_{min}).

	Bei α = 0,5	α = 0,7
Bei k = 2,0	− 31 t/qm	− 79 t/qm
„ k = 2,5	− 38 t/qm	− 96 t/qm
„ k = 3,0	− 53 t/qm	− 117 t/qm

Im vorliegenden Falle treten also die kleinsten Zugspannungen bei k = 2,0 m auf. Eine Verstärkung des Bogens im ganzen ist schädlich. Der Abminderung von k sind nur durch das Innehalten der zulässigen Druckspannungen Grenzen gezogen.

Bei starken Verkehrslasten kann hingegen die Vergrößerung von k ratsam sein, weil dann in der Gleichung für σ_{max} bzw. σ_{min} das letzte Glied, in dem k im Nenner und im Quadrate steht, an Einfluß gewinnt.

Auch hierfür soll am Beispiel ein Beleg gegeben werden:

Die Verkehrslast möge dreimal so groß sein wie bisher angenommen, also 1,8 t/qm.

Dann bleibt in den obigen Zusammenstellungen alles unverändert, nur das Glied der Verkehrs-Randspannungen ist mit 3 zu multiplizieren.

Es ergibt sich dann

a) **bei α = 0,5**

für k = 2,0 m

im Scheitel		im Kämpfer	
+ 258	wie oben	+ 151	wie oben
± 74		± 80	
± 29		± 31	
± 270 (3 mal so viel)		± 213 (3 mal so viel)	
σ_{max} + 631 t/qm		σ_{max} = + 475 t/qm	
σ_{min} − 115 t/qm		σ_{min} = **− 173 t/qm**	

für k = 2,5 m

im Scheitel		im Kämpfer	
+ 228	wie oben	+ 134	wie oben
± 82		± 88	
± 36		± 39	
± 171 (3 mal so viel)		± 135 (3 mal so viel)	
σ_{max} = + 517 t/qm		σ_{max} = + 396 t/qm	
σ_{min} = − 61 t/qm		σ_{min} = **− 128 t/qm**	

Die Erhöhung der Bogenstärke von k = 2,00 m (d. i. bei α = 0,5 von $h_s = 0{,}66$ m und $h_k = 1{,}34$ m) auf k = 2,50 m (d. i. $h_s = 0{,}82$ m und $h_k = 1{,}68$ m) führt hier, wo hohe Verkehrslasten vorliegen, zu einer beträchtlichen Verminderung der Spannungsgrenzwerte.

Abminderung a) im Scheitel

bei $\alpha = 0{,}5$ { von $+631$ auf $+571$ t/qm; „ -115 „ -61 t/qm; b) im Kämpfer: von $+475$ auf $+396$ t/qm; „ -173 „ -128 t/qm

b) $\alpha = 0{,}7$

Hier ergibt sich ganz auf demselben Wege:
Für $k = 2{,}0$ m, also $h_s = 0{,}82$ m und $h_k = 1{,}18$ m

im Scheitel { $\sigma_{max} = +501$ t/qm; $\sigma_{min} = -83$ t/qm
im Kämpfer { $\sigma_{max} = +581$ t/qm; $\sigma_{min} = -239$ t/qm

Für $k = 2{,}5$ m, also $h_s = 1{,}03$ m und $h_k = 1{,}47$ m ermäßigen sich die Grenzenwerte auf die folgenden:

im Scheitel { $\sigma_{max} = +423$ t/qm; $\sigma_{min} = -53$ t/qm
im Kämpfer { $\sigma_{max} = +500$ t/qm; $\sigma_{min} = -198$ t/qm

Im übrigen zeigt sich auch hier, daß die Verminderung von α von 0,7 auf 0,5 zu einer Verringerung der überhaupt auftretenden Zugspannungsgrenzwerte führt.

Diese am Beispiele vorgeführten Vergleichsuntersuchungen dürften die Nützlichkeit der vorstehend gegebenen Tabellen für die Entwurfsbearbeitung erweisen. Gleichzeitig sollten hierbei herausspringende allgemeine Tatsachen über die Abhängigkeit der günstigsten Abmessungen von den äußeren Einwirkungen mit festgestellt werden. Wenn diese auch dem geübten Konstrukteur nicht neu sind, finden sie doch hier einen zahlenmäßigen Nachweis.

Gegenüberstellung der Anwendung der Tabellen und der genauen Durchrechnung nach Ritter an drei Beispielen.

Es möge ein Stützliniengewölbe aus Bruchsteinmauerwerk mit 40,0 m Stützweite und 5,0 m Pfeilhöhe der Achse betrachtet werden. Das Gewölbemauerwerk habe als Raumgewicht 2,3, die Übermauerung 2,0 und die Überschüttung 1,6 t/cbm. Die Verkehrslast betrage 0,6 t/qm, die Temperaturabweichungen mögen $\pm 10°$ gegen die Bautemperatur sein.

Ferner möge die Scheitel- bzw. die Kämpferstärke betragen:

1. 0,90 m bzw. 1,10 m ($\alpha = 0{,}82 = \cos \varphi_k$),
2. 0,78 m bzw. 1,22 m ($\alpha = 0{,}64$),
3. 0,66 m bzw. 1,34 m ($\alpha = 0{,}50$).

Die Summe von Scheitel- und Kämpferstärke ist in allen drei Fällen gleich groß, nämlich 2,00 m.

Die Elastizitätszahl E wird zu 1 000 000 t/qm, die Wärmeausdehnungszahl zu 10^{-5} angenommen.

Die Tabellen (Seite 78 u. 79) liefern die folgenden Ergebnisse[1]):

1. bei $h_s = 0{,}90$ m und $h_k = 1{,}10$ m, also bei $\alpha = 0{,}82$.
   a) im Kämpfer.

Aus Eigengewicht $\frac{H_s}{k} \cdot 2{,}20 = \frac{160{,}5}{2{,}0} \cdot 2{,}20 = +177$

„ ΔH $\pm \frac{H_s}{f} \cdot 3{,}49 = \frac{160{,}5}{5{,}0} \cdot 3{,}49 = \pm 112$

„ H_t $\pm \frac{E \cdot \varepsilon \cdot t \cdot k}{10 f} \cdot 15{,}7 = \frac{10^6 \cdot 10^{-5} \cdot 10 \cdot 2{,}0}{10 \cdot 5{,}0} \cdot 15{,}7 = \pm 63$

„ Verkehr $\pm \frac{pl^2}{10 k^2} \cdot 3{,}43 = \frac{0{,}6 \cdot 4{,}0^2}{10 \cdot 20^2} \cdot 343 = \pm 82$

Am unteren Kämpferrande $+434$ t/qm
„ oberen „ -80 t/qm
Nach der genauen Rechnung hatte sich ergeben $+435$ t/qm und -91 t/qm

b) im Scheitel:

Aus Eigengewicht $80{,}2 \cdot 2{,}21 = +178$
„ ΔH $32{,}1 \cdot 1{,}825 = \pm 59$
„ H_t $4{,}0 \cdot 8{,}24 = \pm 33$
„ Verkehr $24{,}4 \cdot 2{,}28 = \pm 55$

Am unteren Scheitelrand $= +325$ t/qm,
„ oberen „ $= +32$ t/qm.

Nach der genauen Rechnung:
$+338$ und $+31$ t/qm.

2. bei $h_s = 0{,}78$ m und $h_k = 1{,}22$ m, also bei $\alpha = 0{,}64$.
   a) im Kämpfer nach den Tabellen (die ersten Faktoren bleiben bis auf H_s unverändert):
   $+370$ t/qm bzw. 64 t/qm.
   Nach der genauen Rechnung:
   $+373$ t/qm bzw. 74 t/qm,
   b) im Scheitel
   nach den Tabellen: $+360$ t/qm; $+32$ t/qm,
   nach der genauen Rechnung: $+374$ t/qm; $+34$ t/qm.
3. bei $h_s = 0{,}66$ m und $h_k = 1{,}34$ m, also $\alpha = 0{,}50$.
   a) im Kämpfer:
   nach den Tabellen: $+303$ t/qm; -36 t/qm
   nach der genauen Rechnung: $+305$ t/qm; -42 t/qm
   b) im Scheitel:
   nach den Tabellen: $+402$ t/qm; $+38$ t/qm
   nach der genauen Rechnung: $+427$ t/qm; $+42$ t/qm.

Es zeigt sich in allen drei Fällen eine ziemlich gute Übereinstimmung der mit Hilfe der Tabellen sehr rasch gefundenen äußersten Grenzwerte mit dem auf dem Wege der genauen Rechnung gefundenen. Die Abweichungen betragen i. a. höchstens 10 vH. Sie haben ihre Ursache in der Hauptsache darin, daß nicht mit Kernmomenten, sondern mit Mittenmomenten gerechnet worden ist.

Das Auftragen des Bogens nach dem Gesetze

$$\frac{J_s}{J \cos \varphi} = 1 - (1 - n) \frac{\left(\frac{1}{2} - x\right)^2}{\left(\frac{1}{2}\right)^2}.$$

Während das Aufzeichnen der beiden Leibungen eines nach dem Tolkmittschen Gesetze anwachsenden Bogens außerordentlich einfach ist, bedarf die Gestaltung der Gewölbe nach dem obigen, Ritterschen Gesetze einiger vorheriger Berechnungen.

Der Gang der Ermittlungen ist der folgende:

Es werden h_s und h_k angenommen, dann ist die Stützlinie — am einfachsten nach den Tabellen von Kögler — aufzutragen. Dadurch ist $\cos \varphi_k$ sowie der $\cos \varphi$ für alle Punkte der Bogenachse zeichnerisch aufzufinden. Nun ist J_s und J_k aus h_s und h_k zu berechnen und

$$n = \frac{J_k \cos \varphi_k}{J_s}$$

zu bilden. Die Höhe h einer beliebigen Fuge geht aus $J = \frac{h^3}{12}$ hervor. Für J gilt die Gleichung:

$$\frac{J_s}{J \cos \varphi} = 1 - (1 - n) \frac{\left(\frac{1}{2} - x\right)^2}{\left(\frac{1}{2}\right)^2}.$$

[1]) bei 1. ist $H_s = 160{,}5$ t, $m = 3{,}68$ und $\cos \varphi_k = 0{,}83$;
bei 2. ist $H_s = 153{,}0$ t, $m = 3{,}90$ und $\cos \varphi_k = 0{,}83$;
bei 3. ist $H_s = 146{,}5$ t, $m = 4{,}03$ und $\cos \varphi_k = 0{,}82$.

Genaue Untersuchung der Gewölbe nach Dr. Max Ritter.

	Fall 1. $h_s = 0{,}90$ m; $h_k = 1{,}10$ m	Fall 2. $h_s = 0{,}78$ m; $h_k = 1{,}22$ m	Fall 3. $h_s = 0{,}66$ m; $h_k = 1{,}34$ m
Trägheitsmoment im Scheitel J_s	$\frac{1}{12} \cdot 0{,}90^3 = 0{,}0607$ m^4	$\frac{1}{12} \cdot 0{,}78^3 = 0{,}039\,55$ m^4	$\frac{1}{12} \cdot 0{,}66^3 = 0{,}023\,95$ m^4
„ „ Kämpfer J_k	$\frac{1}{12} \cdot 1{,}10^3 = 0{,}1110$ m^4	$\frac{1}{12} \cdot 1{,}22^3 = 0{,}1513$ m^4	$\frac{1}{12} \cdot 1{,}34^3 = 0{,}2005$ m^4
$n = \frac{J_s}{J_k \cdot \cos\varphi_k}$ (Ritterscher Kennwert)	$\frac{0{,}0607}{0{,}1110 \cdot 0{,}83} = 0{,}650$	0,315	0,145
$H_t = \pm \frac{56}{3n+2} \cdot \frac{E \cdot \alpha \cdot t \cdot J_s}{f^2}$	$\frac{56}{3 \cdot 0{,}650 + 2} \cdot \frac{10^6 \cdot 10^{-5} \cdot 10 \cdot 0{,}0607}{5{,}0^2} = \pm 3{,}44$ t	$\pm 3{,}01$ t	$\pm 2{,}20$ t
H_s = Bogenkraft für Eigengewicht	160,5 t	153,0 t	146,5 t
$\Delta H = \frac{56}{3n+2} \cdot \frac{J_s \cdot H_s}{F_s \cdot f^2}$ (Eigengewicht / Zusatzbogenkraft)	$\frac{56}{3 \cdot 0{,}650 + 2} \cdot \frac{0{,}0607 \cdot 160{,}5}{0{,}90 \cdot 5{,}0^2} = 6{,}15$ t	$\frac{56}{3 \cdot 0{,}315 + 2{,}0} \cdot \frac{0{,}039\,55 \cdot 153{,}0}{5{,}0^2} = 5{,}91$ t	$\frac{56}{3 \cdot 0{,}145 + 2{,}0} \cdot \frac{0{,}023\,94 \cdot 146{,}5}{0{,}66 \cdot 5{,}0^2} = 4{,}90$ t
Aus der Zeichnung abgegriffene Ordinate y_v der Stützlinie bei Abszisse l/4	0,960 m	0,944 m	0,935 m
$m = \frac{23f - 80y_v}{16y_v - f}$ (Ritterscher Achsenformwert)	3,68	3,90 m	4,03 m
$y_s = \frac{2m + 26 + n(5m + 37)}{35/3\,(m+5)(n+2)} \cdot f$	1,29 m	1,07 m	0,94 m
Hebelarm im Scheitel, oberer Kernpunkt	$1{,}29 + 0{,}15 = 1{,}44$ m	$1{,}07 + 0{,}13 = 1{,}20$ m	$0{,}94 + 0{,}11 = 1{,}05$ m
„ „ „ , unterer „	$1{,}29 - 0{,}15 = 1{,}14$ m	$1{,}07 - 0{,}13 = 0{,}94$ m	$0{,}94 - 0{,}11 = 0{,}83$ m
„ „ Kämpfer, oberer „	$5{,}00 - 1{,}29 - 0{,}225 = 3{,}485$ m	$5{,}00 - 1{,}07 - 0{,}245 = 3{,}685$ m	$5{,}00 - 0{,}94 - 0{,}273 = 3{,}787$ m
„ „ „ , unterer „	$5{,}00 - 1{,}29 + 0{,}225 = 3{,}935$ m	$5{,}00 - 1{,}07 + 0{,}245 = 4{,}175$ m	$5{,}00 - 0{,}94 + 0{,}273 = 4{,}333$ m
Aus Temperatur (H_t) im Scheitel oben	$3{,}44 \cdot 1{,}44 = \pm 4{,}95$ tm	$3{,}01 \cdot 1{,}20 = \pm 3{,}62$ tm	$2{,}20 \cdot 1{,}05 = \pm 2{,}31$ tm
„ „ „ unten	$3{,}44 \cdot 1{,}14 = \pm 3{,}92$ tm	$3{,}01 \cdot 0{,}94 = \pm 2{,}83$ tm	$2{,}20 \cdot 0{,}83 = \pm 1{,}82$ tm
aus Eigengew. (ΔH) „ „ oben	$6{,}15 \cdot 1{,}44 = +8{,}85$ tm	$5{,}91 \cdot 1{,}20 = +7{,}10$ tm	$4{,}90 \cdot 1{,}05 = +5{,}15$ tm
„ „ „ unten	$6{,}15 \cdot 1{,}14 = +7{,}00$ tm	$5{,}91 \cdot 0{,}94 = +5{,}5$ tm	$4{,}90 \cdot 0{,}83 = +4{,}07$ tm
aus Temperatur (H_t) im Kämpfer oben	$3{,}44 \cdot 3{,}485 = \pm 12{,}00$ tm	$3{,}01 \cdot 3{,}685 = \pm 11{,}10$ tm	$2{,}20 \cdot 3{,}787 = \pm 8{,}34$ tm
„ „ „ unten	$3{,}44 \cdot 3{,}935 = \pm 13{,}50$ tm	$3{,}01 \cdot 4{,}175 = \pm 12{,}60$ tm	$2{,}20 \cdot 4{,}333 = \pm 9{,}55$ tm
aus Eigengew. (ΔH) „ „ oben	$6{,}15 \cdot 3{,}485 = -21{,}40$ tm	$5{,}91 \cdot 3{,}685 = -21{,}80$ tm	$4{,}90 \cdot 3{,}787 = -18{,}60$ tm
„ „ „ unten	$6{,}15 \cdot 3{,}935 = -24{,}20$ tm	$5{,}91 \cdot 4{,}175 = -24{,}70$ tm	$4{,}90 \cdot 4{,}333 = -21{,}20$ tm
aus gleichm. verteilter Verkehrslast von 0,6 t/qm: im Scheitel oben	pos. 6,12 tm; neg. 3,78 tm	pos. 5,76 tm; neg. 2,70 tm	pos. 5,70 tm; neg. 2,58 tm
„ „ „ unten	pos. 10,62 tm; neg. 1,20 tm	pos. 9,66 tm; neg. 0,42 tm	pos. 9,12 tm; neg. 0,90 tm
„ „ Kämpfer oben	pos. 16,02 tm; neg. 19,14 tm	pos. 17,52 tm; neg. 21,96 tm	pos. 20,20 tm; neg. 24,40 tm
„ „ „ unten	pos. 23,16 tm; neg. 15,96 tm	pos. 25,50 tm; neg. 18,54 tm	pos. 28,60 tm; neg. 21,40 tm
Kernmomente insgesamt: im Scheitel M_{k_o} max	+ 19,9 tm	+ 16,4 tm	+ 13,2 tm
„ „ M_{k_o} min	+ 0,1 tm	+ 0,8 tm	+ 0,3 tm
„ „ M_{k_u} max	+ 21,6 tm	+ 18,0 tm	+ 15,0 tm
„ „ M_{k_u} min	+ 1,9 tm	+ 2,3 tm	+ 1,3 tm
im Kämpfer M_{k_o} max	+ 6,6 tm	+ 6,8 tm	+ 9,9 tm
„ M_{k_o} min	− 52,5 tm	− 54,9 tm	+ 51,3 tm
„ M_{k_u} max	+ 12,5 tm	+ 13,4 tm	+ 16,9 tm
„ M_{k_u} min	− 53,7 tm	− 55,6 tm	− 52,1 tm
Normalkraft N_s für Eigengewicht: im Scheitel (H_s)	160,5 t	153,0 t	146,5 t
„ „ „ Kämpfer	192,0 t	184,0 t	178,5 t
$N_s : F$ im Scheitel	+ 178 t/qm	+ 196 t/qm	+ 222 t/qm
$N_s : F$ „ Kämpfer	+ 175 t/qm	+ 151 t/qm	+ 133 t/qm
Widerstandsmoment W in m^3, W_s, W_k	Scheitel: 0,135; Kämpfer: 0,202	Scheit.: 0,101; Kämpf.: 0,248	Scheit.: 0,073; Kämpf.: 0,928
Biegungs-Randspannungen aus den gesamten Kernmomenten im Scheitel u. Kämpfer: im Scheitel $\sigma_u' = \frac{M_{k_o}\,\max}{W_s}$	− 147 t/qm	− 162 t/qm	− 180 t/qm
$\sigma_u' = \frac{M_{k_o}\,\min}{W_s}$	− 1	− 8	− 4
$\sigma_o' = \frac{M_{k_u}\,\max}{W_s}$	+ 160	+ 178	+ 205
$\sigma_o' = \frac{M_{k_u}\,\min}{W_s}$	+ 14	+ 23	+ 18
im Kämpfer $\sigma_u' = \frac{M_k\,\max}{W_k}$	− 33	− 27	− 33
$\sigma_o' = \frac{M_{k_o}\,\min}{W_k}$	+ 260	+ 222	+ 172
$\sigma_u' = \frac{M_{k_u}\,\max}{W_k}$	+ 62	+ 54	+ 57
$\sigma_o' = \frac{M_{k_u}\,\min}{W_k}$	− 266	− 225	− 175

Randspannungen einschließlich derjenigen aus N_s						
im Scheitel unten	+ 31	+ 177	+ 34	+ 188	+ 42	+ 218
im Scheitel oben	+ 338	+ 192	+ 374	+ 219	+ 427	+ 240
im Kämpfer unten	+ 142	+ 435	+ 124	+ 373	+ 100	+ 305
im Kämpfer oben	+ 237	− 91	+ 205	− 74	+ 190	− 42

Alle Spannungen sind in t/qm angegeben.

Man teilt, um die Bogenstärken zu finden, die Stützlinie in eine Anzahl (z. B. 2 × 10) gleiche Teile ein und stellt für die durch x gekennzeichneten Bogenachspunkte — am besten zeichnerisch — die Werte cos φ fest.

Nun stellt man für die (z. B. 10)verschiedenen Werte von x (z. B. $x = \frac{1}{10} \cdot \frac{l}{2}$ bez. $\frac{2}{10} \cdot \frac{l}{2}$ usw.) fest:

1) die Ausdrücke:

$$1 - (1 - n) \frac{\left(\frac{l}{2} - x\right)^2}{\left(\frac{l}{2}\right)^2} \quad \text{(tabellarisch)},$$

2) die Werte cos φ (aus der Zeichnung),

3) den Ausdruck $\frac{12\ J_s}{1) \cdot 2)}$,

4) die gesuchte Bogenstärke für die 2 mal 10 Stellen des Bogens:

$$h = \sqrt[3]{3.)}$$

Der hierzu erforderliche Arbeitsaufwand ist bei Anwendung des Rechenschiebers viel geringer, als es auf den ersten Blick den Anschein hat.

Zusammenfassung.

Die Tolkmittsche Regel ist überlebt. Bei flachen Gewölben ist das Verhältnis von Kämpferstärke zur Scheitelstärke wie 2 : 1 oder 3 : 2 bedeutend günstiger, als die Anwendung der Tolkmittschen Regel $h_k = \frac{h_s}{\cos \varphi_k}$ ergeben würde. Es ist einerseits eine gute Ausnutzung der zulässigen Druckspannungen, anderseits aber auch die Einhaltung der zulässigen Zugspannungen an den beanspruchtesten Stellen maßgebend. Allgemeine Angaben lassen sich über die geringsten Abmessungsverhältnisse nicht machen, es werden jedoch Tabellen mitgeteilt, über deren Zustandekommen wegen Platzmangels nur weniges angegeben werden kann. Die Tabellen liefern für die verschiedensten Fälle und Bogenstärkenannahmen sogleich die Randspannungen aus

1. Eigengewicht,
2. Verkehrslast in ungünstigster Stellung,
3. Temperaturänderungen,

und zwar mit ausreichender Genauigkeit.

Die Tabellen sollen vor allem bei der Formgebung der Gewölbe Dienste leisten. Sie geben insbesondere auch darüber rasch Aufschluß, ob eine Verstärkung des Bogens im ganzen geeignet ist, die Spannungen zu vermindern.

DER ZWISCHENSTAATLICHE WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DIE ARSTABUCHT BEI STOCKHOLM.

Von Geh. Baurat Schaper.

(Fortsetzung von Seite 39).

II. Bemerkenswerte Einzelheiten der Entwürfe.

1. Entwurf: „Simplicitas". (Abb. 3—5 in Heft 1.)

a) Einzelheiten des eisernen Überbaues über der südlichen Fahrstraße (Vorschlag I—III).

Der eiserne Überbau über der südlichen Fahrstraße bildet, wie schon erwähnt, ein Auslegerträgersystem. Die unter der Fahrbahn liegenden 6,5 m hohen Überbauten (Abb. 28) der seitlichen Öffnungen sind 73 m weit gestützt und bis auf die den Mittelpfeilern unmittelbar benachbarten Felder parallelgurtig. In diesen Feldern ist der Untergurt schräg zu den Auflagerpunkten über den Mittelpfeilern heruntergezogen, um dem Überbau über der Mittelöffnung äußerlich die Form eines geschlossenen Bogenträgers geben zu können; sie kragen, die Linienführung des Bogenträgers annehmend, je mit zwei Feldern 16 m weit in die Mittelöffnung vor und stützen hier mittels unverschieblicher Bolzengelenke (G in Abb. 28a), welche mit den Obergurten in den Seitenöffnungen in gleicher Höhe liegen, einen 112 m weit gespannten Zweigelenkbogen mit Zugband. Der Untergurt des Bogens erhebt sich 20 m über das an den Gelenkknotenpunkten angreifende Zugband; die Pfeilhöhe beträgt also $\frac{1}{5,6}$ der Spannweite. Der Obergurt des Bogens liegt in Brückenmitte 5,5 m über dem Untergurt, über den Mittelpfeilern erreichen die Linien der Bogengurtungen einen Abstand von 14,5 m. Die Auflager über dem

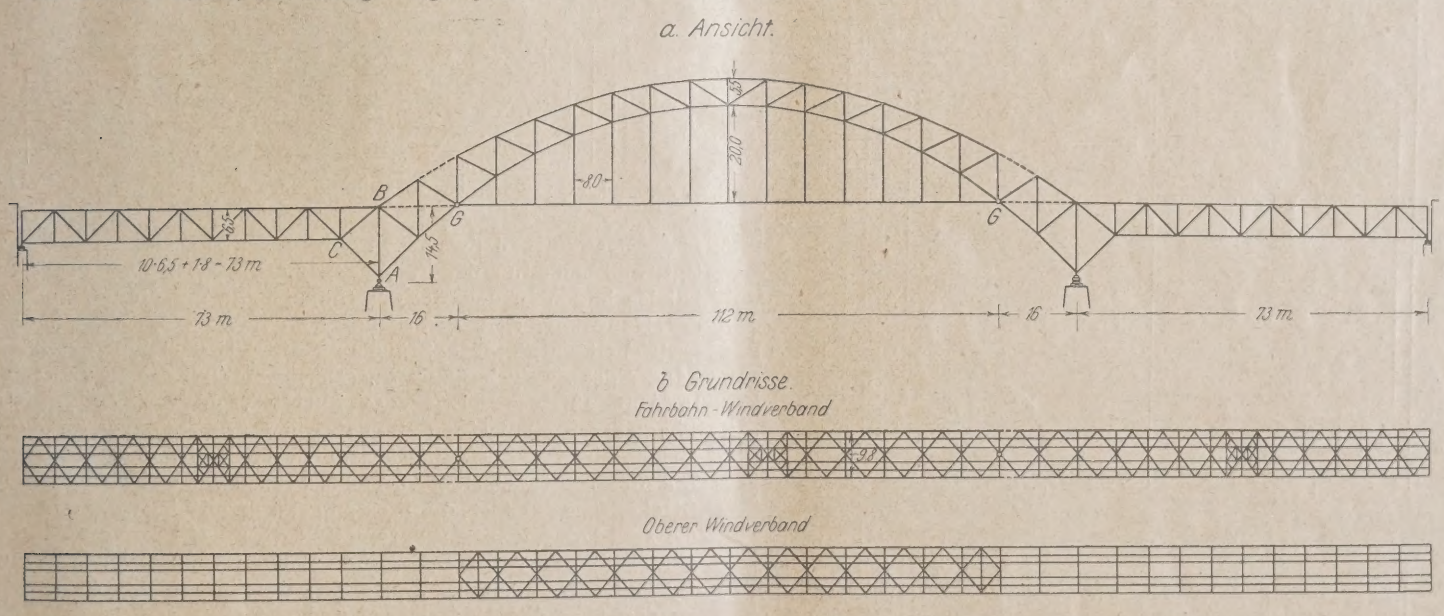


Abb. 28. Übersicht des Überbaues über der südlichen Fahrstraße.

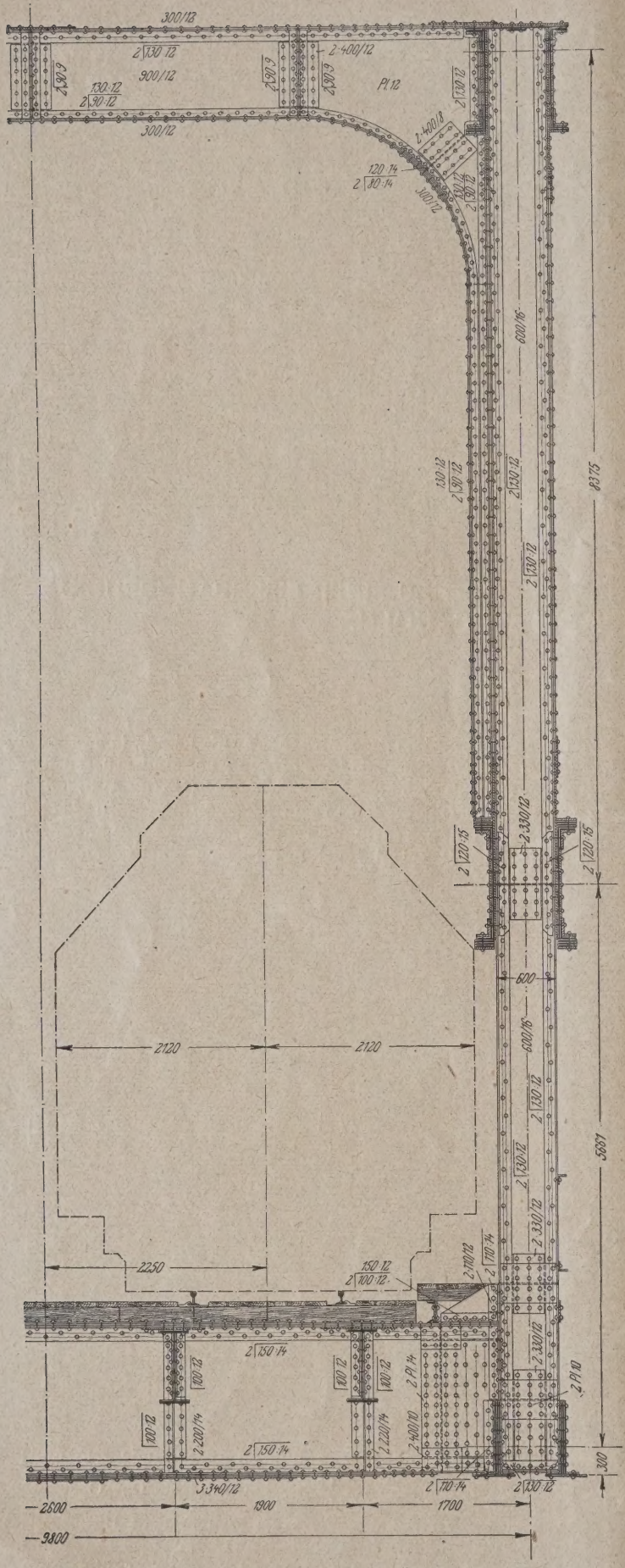


Abb. 29. Querschnitt durch den eisernen Überbau der Mittelöffnung.

südlichen Mittelpfeiler sind fest, alle übrigen Auflager beweglich. Die Feldweite der seitlichen Überbauten beträgt bis auf die der den Mittelpfeilern unmittelbar benachbarten Felder 6,5 m. Die Feldweite letzterer ist ebenso wie die aller Felder der Mittelöffnung 8 m.

In jedem der beiden Bauabschnitte sind 2 in 4,5 m Abstand liegende Gleise zu überführen. Beide Gleise werden von einem gemeinsamen Überbau mit zwei Hauptträgern, deren Mittellinien 9,8 m voneinander entfernt sind, getragen. Zur Aufnahme der wagerechten, quer zur Brückenachse gerichteten Kräfte sind 2 Windverbände vorgesehen (Abb. 28b). Der eine liegt in der Fläche der Oberkanten der oberen Bogengurtungen und reicht bis zu den senkrecht über den Gelenkpunkten liegenden Knotenpunkten; hier werden die Auflagerkräfte dieses Verbandes durch vollwandige Rahmen dem anderen Windverbande zugeführt, welcher in der von den Obergurten der seitlichen Überbauten und den Zugbändern des Zweigelenkbogens gebildeten Ebene liegt. Dieser Verband läuft über alle drei Öffnungen ununterbrochen durch, er ist aber an den Querträgern, die an den Gelenkpunkten der Hauptträger liegen, schnabelförmig zusammengeführt, besitzt also an diesen Stellen unverschiebliche Gelenke (Abb. 28b). Die Wirkung der Haupt-

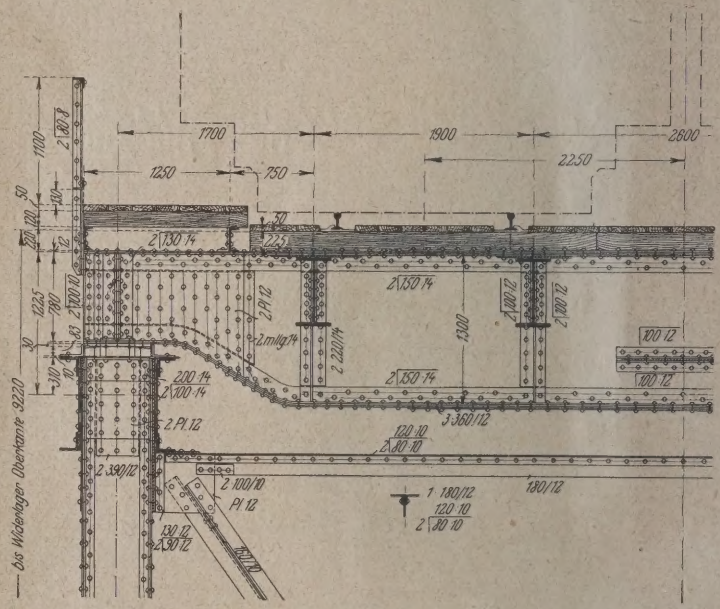


Abb. 30. Querschnitt in den Seitenöffnungen der südlichen Fahrstraße.

trägergelenke wird durch den Windverband nicht beeinträchtigt, weil beide in einer Ebene liegen. Die Gurtungen des Verbandes bilden in den Seitenöffnungen die oberen Gurtungen der Hauptträger, in den Kragarmen besondere, in Abb. 28a gestrichelt dargestellte Stäbe und im mittleren Teil die Zugbänder des Zweigelenkbogens. Der letzte Teil der besonderen, in Abb. 28b gestrichelt gezeichneten Windgurtstäbe in den Kragträgern stellt einen Blindstab dar und ist daher an dem Gelenkpunkt der Hauptträger mit Spielraum angeschlossen. Die Füllungsstäbe beider Verbände werden von einem doppelten Strebenzuge gebildet, die Pfosten gehören mit Ausnahme derer, die zwei Dreieckspitzen miteinander verbinden und welche die Stabilität der Verbände herstellen, nicht zu dem eigentlichen System. Die Auflagerkräfte des durchgehenden Verbandes werden über den Widerlagern und Mittelpfeilern durch Dreieckverbindungen den Hauptträgerlagern zugeführt. Die auf die unteren Knotenpunkte der Hauptträger der seitlichen Überbauten wirkenden Seitenkräfte werden von Dreieckverbindungen in den Ebenen der Pfosten auf den durchgehenden wagerechten Verband übertragen. Die auf die unteren Knotenpunkte des Bogens entfallenden Seitenkräfte werden durch unten geöffnete Halbrahmen (Abb. 29) in den Verband der oberen Bogengurtungen und durch die zu einem biegungsfesten

Gebilde zusammengeschlossenen Hängestangen und Pfosten (Abb. 29) in den oberen und unteren Windverband geleitet.

Das Fahrbahnträgergerippe wird von Querträgern und zwei 1,9 m voneinander entfernten Längsträgerzügen für jedes Gleis gebildet. Im eingehängten Teil werden die Querträger von den Hängestangen getragen (Abb. 29), in den Seitenöffnungen ruhen sie mittels kleiner Linienkipplager auf den Obergurten auf (Abb. 30). Die Schwellenträger jedes Gleises haben zur Aufnahme der Seitenkräfte der Fahrzeuge einen besonderen wagerechten Verband erhalten. Die Schwellenträger des Zweigelenkbogens sind an den Gelenkpunkten beweglich an den dort liegenden Querträgern angeschlossen, damit sie sich nicht an der Aufnahme des Horizontalschubes beteiligen. Ungefähr in der Mitte jeder der drei Öffnungen ist in den durchgehenden Windverband ein Bremsverband eingeschaltet, der die wagerechten, in Richtung der Brückenachse wirkenden Kräfte aufnimmt (Abb. 28b).

Die Schwellen sind mit Bohlen abgedeckt, ebenso der Raum zwischen den beiden Gleisen mit Hilfe von Querhölzern, die zwischen den Schwellen auf den inneren Längsträgern aufliegen (Abb. 30). Auf der Außenseite jedes Gleises ist, unabhängig von den Schwellen, ein etwas erhöhter Laufsteg angeordnet, welcher von besonderen [-Eisen getragen wird. Der Abstand der Innenkanten der Geländer beträgt 10,40 m.

In den Abb. 31—33 sind 3 bemerkenswerte Knotenpunkte der Kragträger wiedergegeben. Abb. 31 stellt den Auflagerknotenpunkt über den Mittelpfeilern dar. In jeder der beiden Wandungen sind zwei, je 20 mm starke, gestaffelte Knotenbleche angeordnet; das kleinere der beiden Knotenbleche liegt hinter dem größeren. Das äußere der beiden Seitenbleche jeder Wandung des Pfostens stößt gegen das äußere Knotenblech und ist durch eine besondere äußere Lasche angeschlossen, das innere der beiden Seitenbleche ist auf die Rückseite des äußeren Knotenbleches hinaufgeführt. Der Steg samt seinen Anschlußwinkeln ist innen und die äußeren Winkel sind außen über die Knotenbleche hinweg bis zum oberen Lagerkörper durchgeführt. Das Seitenblech jeder Wandung der beiden Gurtstäbe ist samt den äußeren Beiblechen, Winkeln und Winkelbeiblechen auf die äußere Seite des äußeren Knotenbleches hinaufgeführt. Die inneren kleinen Beibleche des Seitenbleches jeder Wandung stoßen stumpf gegen das äußere Knotenblech und sind durch besondere Laschen angeschlossen. Die Form der Knotenbleche ist so gewählt, daß Überbeanspruchungen nirgends auftreten können.

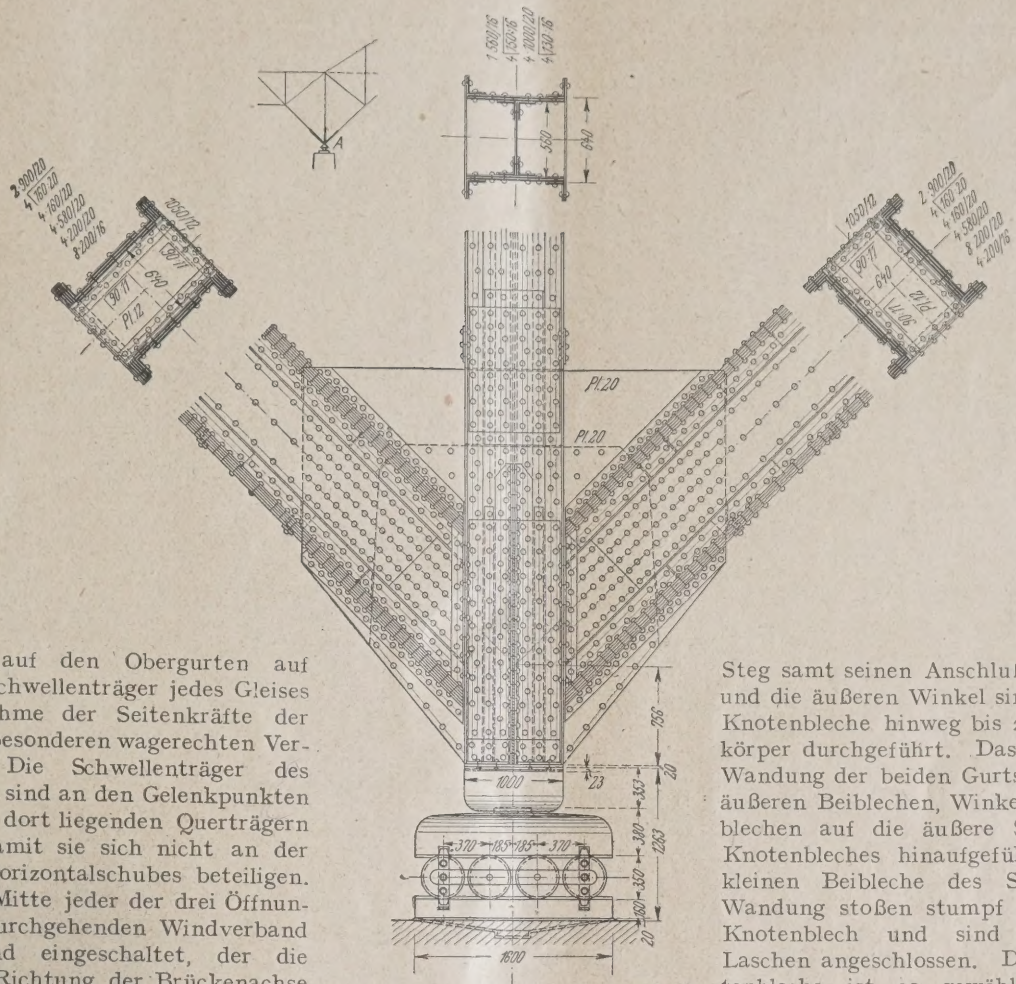


Abb. 31. Knotenpunkt A.

Abb. 32 veranschaulicht den Untergurtknotenpunkt der seitlichen Überbauten, in dem die wagerechte Untergurtung mit dem schräg zu dem Auflager heruntergezogenen Stab zusammenstößt. Auch hier sind in jeder Wandung 2 je 20 mm starke gestaffelte Knotenbleche angeordnet, von denen das kleinere innen liegt. Das Seitenblech jeder Wandung der beiden Gurtstäbe läuft stumpf gegen das äußere Knotenblech und ist durch eine besondere innere Lasche an ihm angeschlossen. Gegen diese Lasche laufen die kleinen inneren Beibleche; besondere Laschen schließen diese an den Knotenblechen an

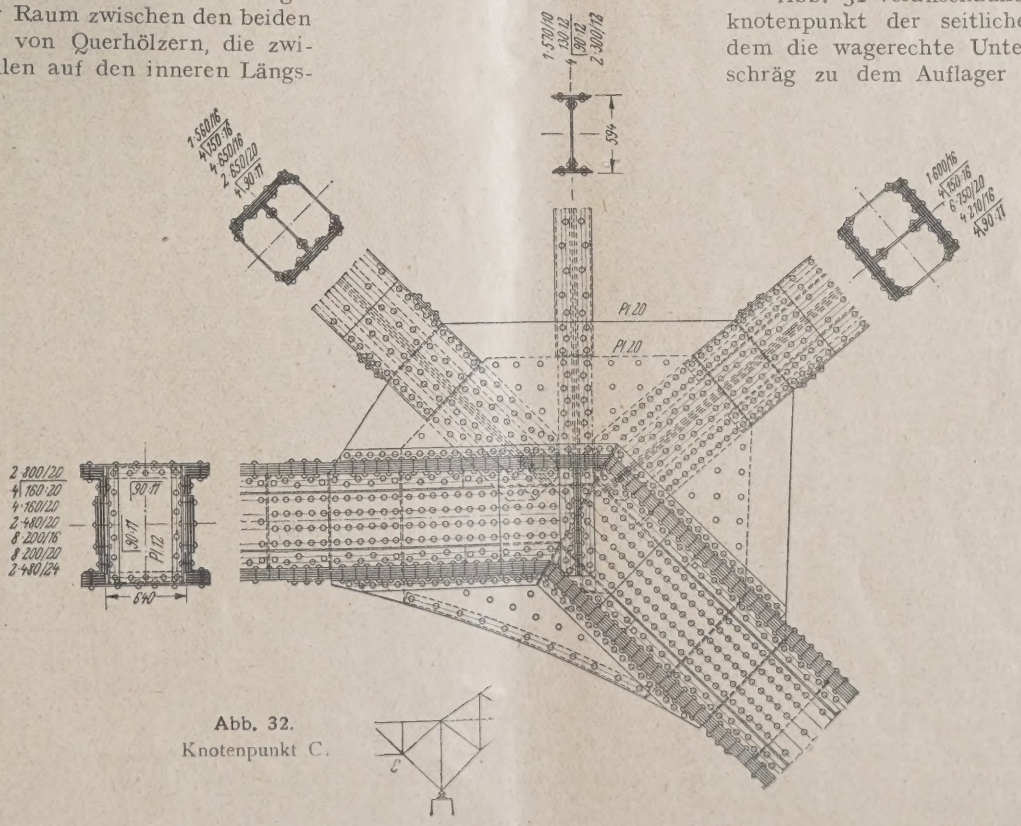


Abb. 32.
Knotenpunkt C.

Die äußeren Beibleche, Winkel und Winkelbeibleche sind auf der äußeren Seite des großen Knotenbleches an dem Knotenpunkt angeschlossen. Das äußerste Blech jeder Wandung der

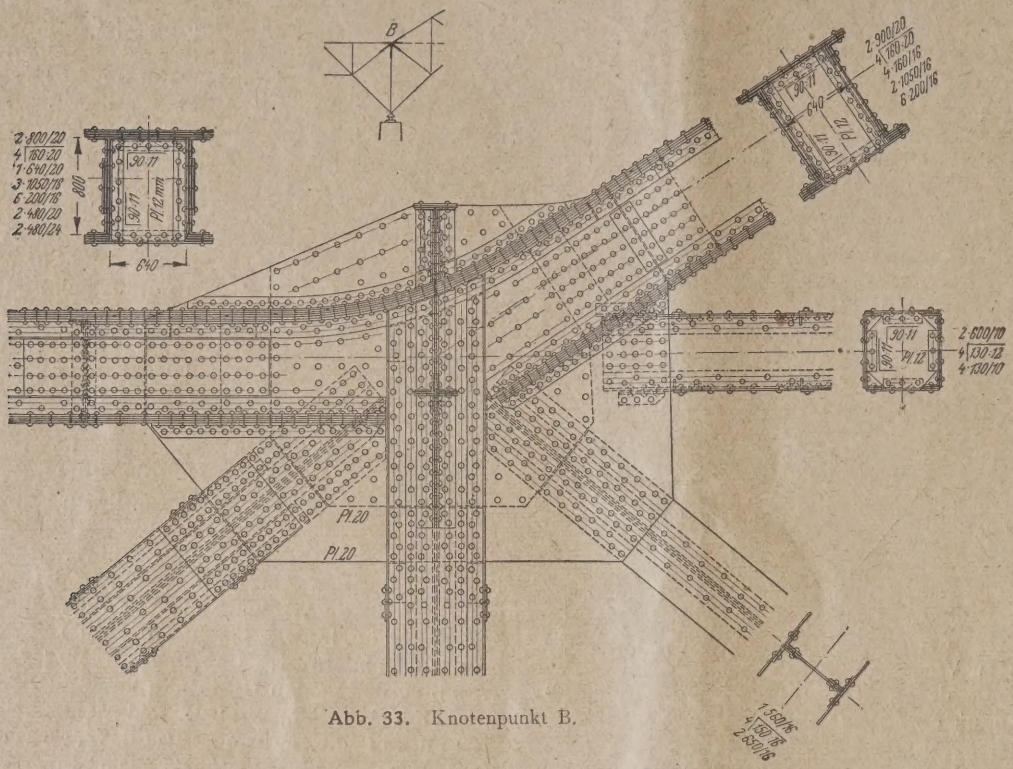


Abb. 33. Knotenpunkt B.

Streben stößt gegen das äußere Knotenblech und ist durch eine äußere Lasche an ihm angeschlossen, das nächste Seitenblech ist auf der Innenseite des äußeren Knotenbleches bis zum inneren Knotenblech geführt, das innerste Seitenblech ist samt den auf seiner Innenseite liegenden Teilen an dem inneren Knotenblech angeschlossen. Der Pfosten ist in den Knotenpunkt hineingeführt. Die Knotenbleche sind nach unten über die unteren Kanten der Untergurtstäbe verlängert, um die hier auftretenden Beanspruchungen einwandfrei aufnehmen zu können.

Abb. 33 gibt den über den Mittelpfeilern liegenden Knotenpunkt der oberen Gurtung wieder. Auch hier sind in jeder Wandung zwei 20 mm starke gestaffelte Knotenbleche, von denen das größere außen liegt, angeordnet. Sie durchdringen in Schlitzen die Kopfplatten der oberen Gurtung, um die Kräfte einwandfrei von einem Gurtstab in den andern überführen zu können. Die Kopfplatten der beiden Gurtstäbe sind samt den oberen Winkeln in schlanker Krümmung ineinander übergeführt, sie sind aber im Knotenpunkt gestoßen. Die Lage der einzelnen Stöße ist deutlich aus der Abb. zu erkennen. Alle anderen Teile der Gurtstäbe enden ebenso wie die einzelnen Teile der anderen angeschlossenen Stäbe im Knotenpunkt. Das Seitenblech jeder Wandung der beiden Gurtstäbe stößt gegen das äußere Knotenblech und ist mit besonderer Lasche auf der Innenseite an ihm angeschlossen. Die oberen und unteren Winkel sind auf die äußeren Knotenbleche hinaufgeführt. Die Seitenbeibleche des linken Gurtstabes enden, wohl aus Gründen bequemen Zusammenbaues, vor den Knotenblechen und sind mit besonderen Laschen an dem Knotenpunkt angeschlossen. Das äußerste Seitenblech jeder Wandung der linken Strebe stößt gegen das äußere Knotenblech und wird durch eine außenliegende Lasche angeschlossen; das nächste Seitenblech greift auf die Innenseite des äußeren Knotenbleches bis zum kleineren Knotenblech. Die innersten Seitenbleche sind samt den großen inneren Winkeln und dem Stegblech auf die inneren Knotenbleche hinaufgeführt. Die kleinen inneren Winkel und die kleinen Beibleche enden schon vor den inneren Knotenblechen, wie aus der Abb. zu ersehen ist. Der Anschluß der rechten Strebe und des Windgurtstabes geht klar aus der Abbildung hervor. Das äußere Seitenblech jeder Wandung des Pfostens ist an der Innenseite des äußeren Knotenbleches angeschlossen, die inneren Seitenbleche sind samt den Winkeln und dem Stegblech auf die inneren Knotenbleche hinaufgeführt. Die äußeren Winkel greifen mit Hilfe von Keilfuttern auf die Außenseiten der großen Knotenbleche hinauf.

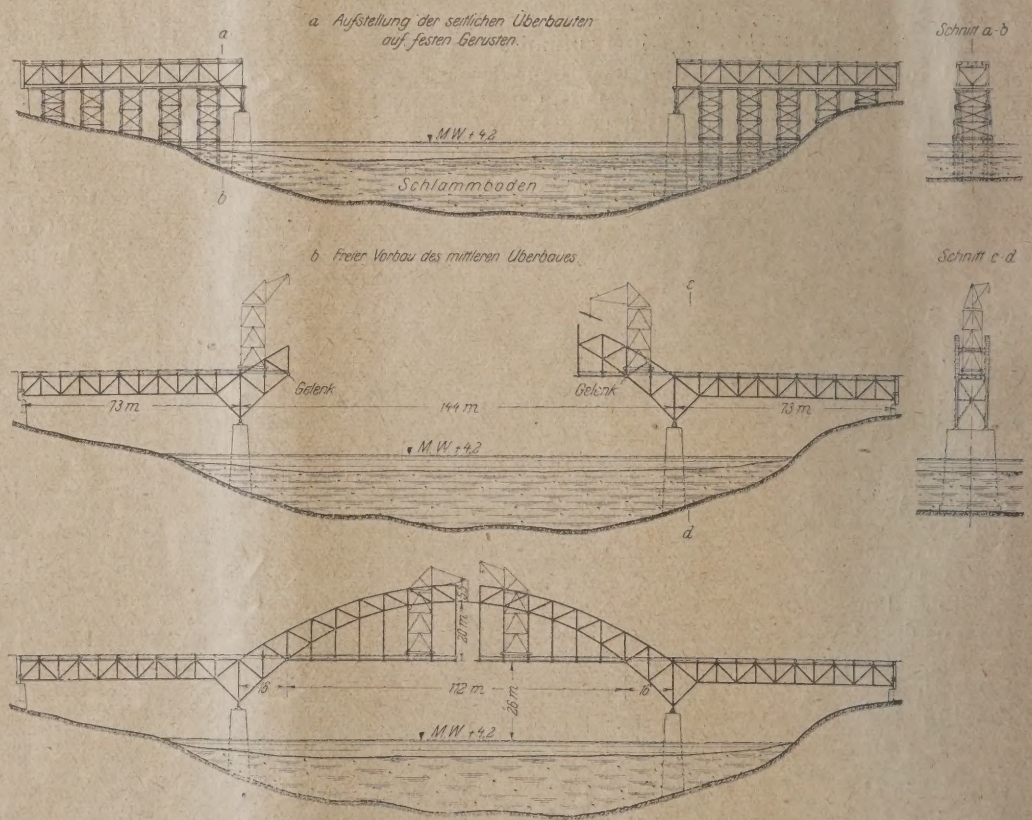


Abb. 34. Aufstellung des eisernen Überbaues über der südlichen Fahrstraße.

b) Aufstellung des eisernen Überbaues über der südlichen Fahrstraße.

Wie bereits eingangs erwähnt wurde, soll der mittlere Überbau über der südlichen Fahrstraße durch freies Vorkragen aufgestellt werden, um in der Mittelöffnung feste Gerüste zu vermeiden, die wegen der großen Wassertiefe und der starken Schlammschicht über dem tragfähigen Boden sehr hohe Kosten verursachen und wegen der tiefen, weichen Schlammschicht trotz aller Vorsichtsmaßregeln eine gewisse Unsicherheit aufweisen würden und dazu im zweiten Bauabschnitt die Schiffahrt in unzulässiger Weise behindern würden. Die seitlichen Über-

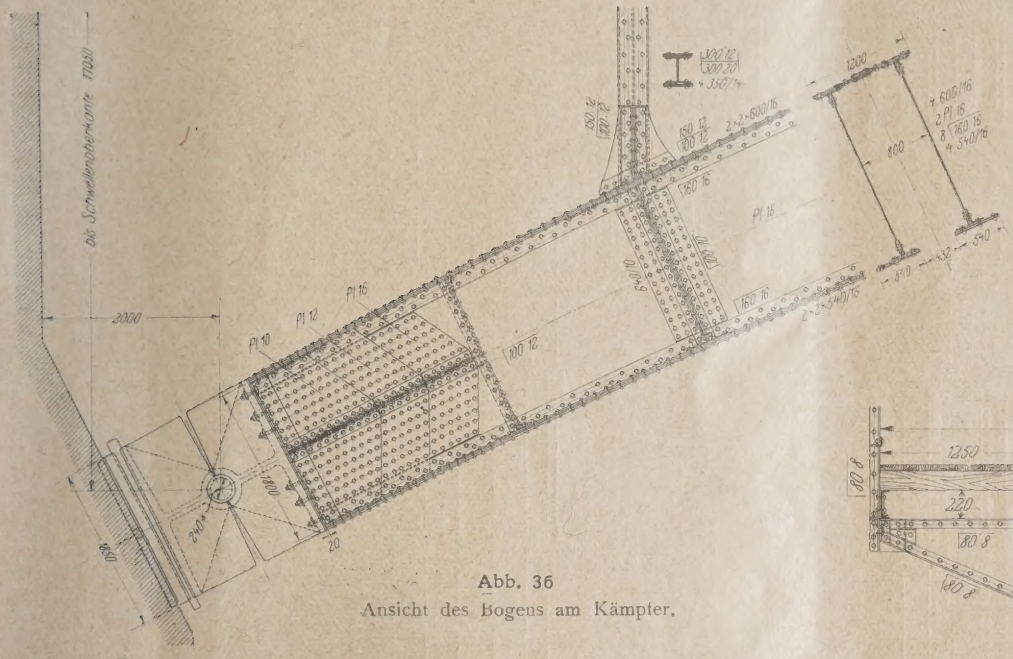


Abb. 36
Ansicht des Bogens am Kämpfer.

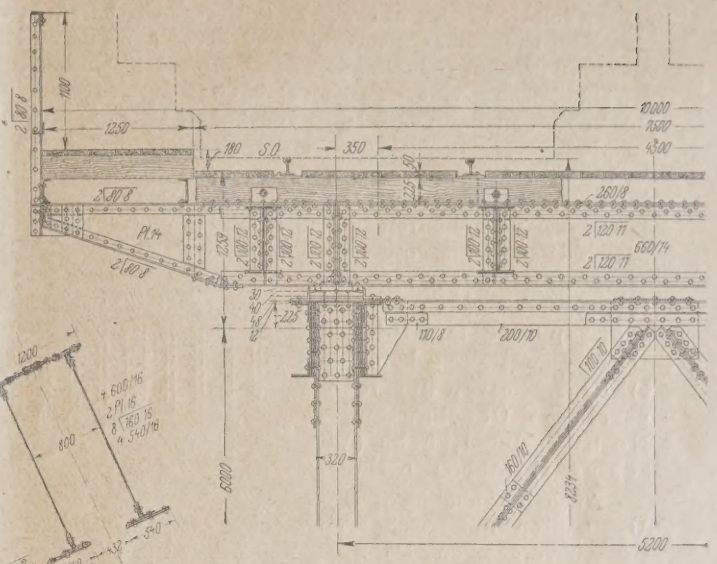


Abb. 35.
Querschnitt durch den eisernen Überbau über dem nördlichen Fahrwasser (Vorschlag I).

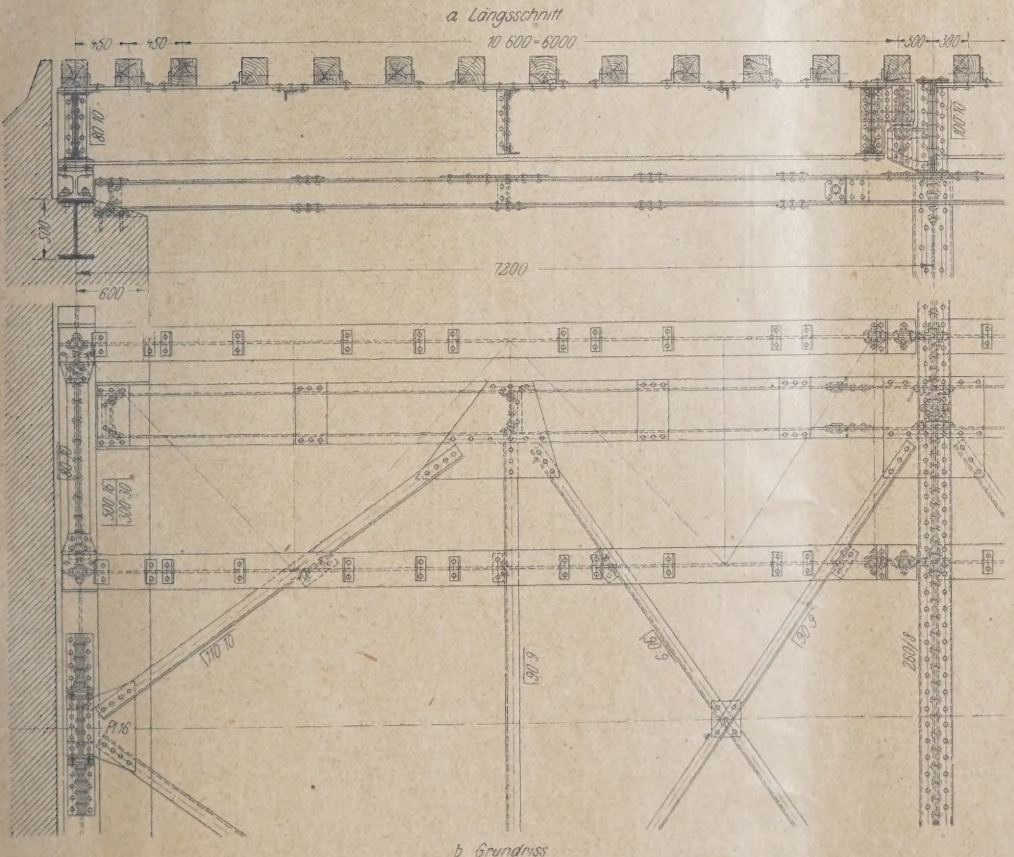


Abb. 38.
Ausbildung der Fahrbahn über den Kämpfern.

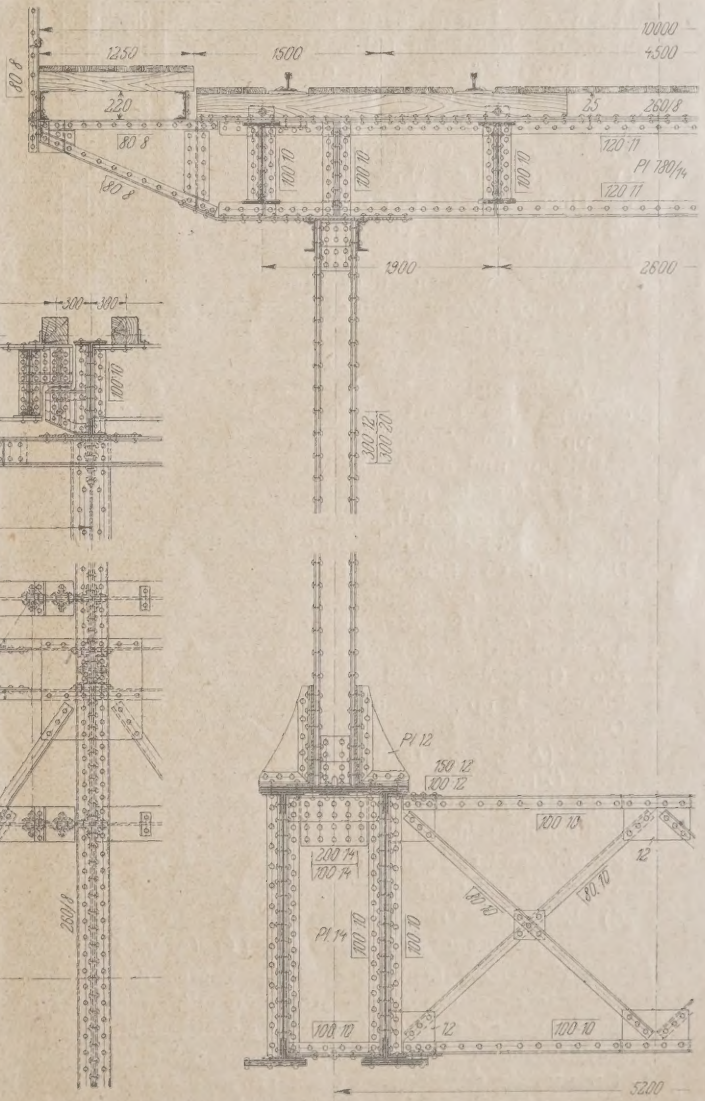


Abb. 37. Querschnitt durch den eisernen Überbau über dem nördlichen Fahrwasser (Vorschlag II).

bauten selbst werden auf festen Gerüsten errichtet (Abb. 34a). Ihre Kragarme und der mit ihnen vorübergehend durch festen Anschluß der den Gelenken der Mittelöffnung gegenüberliegenden Blindstäbe zu einem stabilen Gebilde zusammengeschlossene Bogen werden dann mit Hilfe von hohen Derrickkranen, die innerhalb der Hauptträger auf der Brückenfahrbahn laufen, im freien Vorbau aufgestellt. Abb. 34b stellt zwei Zustände des freien Vorbaues dar. Der spannungslose Zusammenschluß der beiden Bogenhälften in Brückenmitte und des Zugbandes sowie das spannungslose Lösen der den Gelenken gegenüberliegenden Blindstäbe wird durch Heben und Senken der Endauflagerpunkte mit Hilfe von Druckwasserpressen bewirkt.

c) Einzelheiten der festen eisernen Überbauten im Nordteil der Brücke (Vorschlag I) (Abb. 3 in Heft 1).

Auch hier sind zweigleisige Überbauten mit zwei Hauptträgern vorgesehen Die Stützweiten in den einzelnen Öffnungen betragen 8 m, in den 3 nördlich der Klappbrücke gelegenen Öffnungen laufen die Hauptträger durch. In allen Öffnungen liegen die Hauptträger ganz unter der Fahrbahn (Abb. 35). Ihre Systemhöhe beträgt 6 m, ihre Fachweite 5,8 m und ihr gegenseitiger Abstand 5,2 m. In Höhe der Oberkante der Obergurte und der Unterkanten der Untergurte ist je ein wagerechter Verband vorgesehen. Die Auflagerkräfte des oberen Verbandes werden über den Pfeilern und Widerlagern durch Dreieckverbände in den Ebenen der hier liegenden Pfosten zu den Auflagern geleitet. Die Anordnung des Fahrbahnträgergerippes, die Abdeckung der Fahrbahn und die Ausbildung der Laufstege ist grundsätzlich dieselbe wie bei den Überbauten über der südlichen Fahrstraße. Die äußeren Schwellenträger liegen wegen des geringen Abstandes der Hauptträger von 5,2 m außerhalb der letzteren. Die Querträger sind mittels kleiner Kipplager auf den Obergurten der Hauptträger gelagert (Abb. 35). In der Mitte jeder Öffnung ist ein Bremsverband zur Aufnahme der wagerechten, der Brückenachse gleich gerichteten Kräfte in den oberen Windverband eingeschaltet.

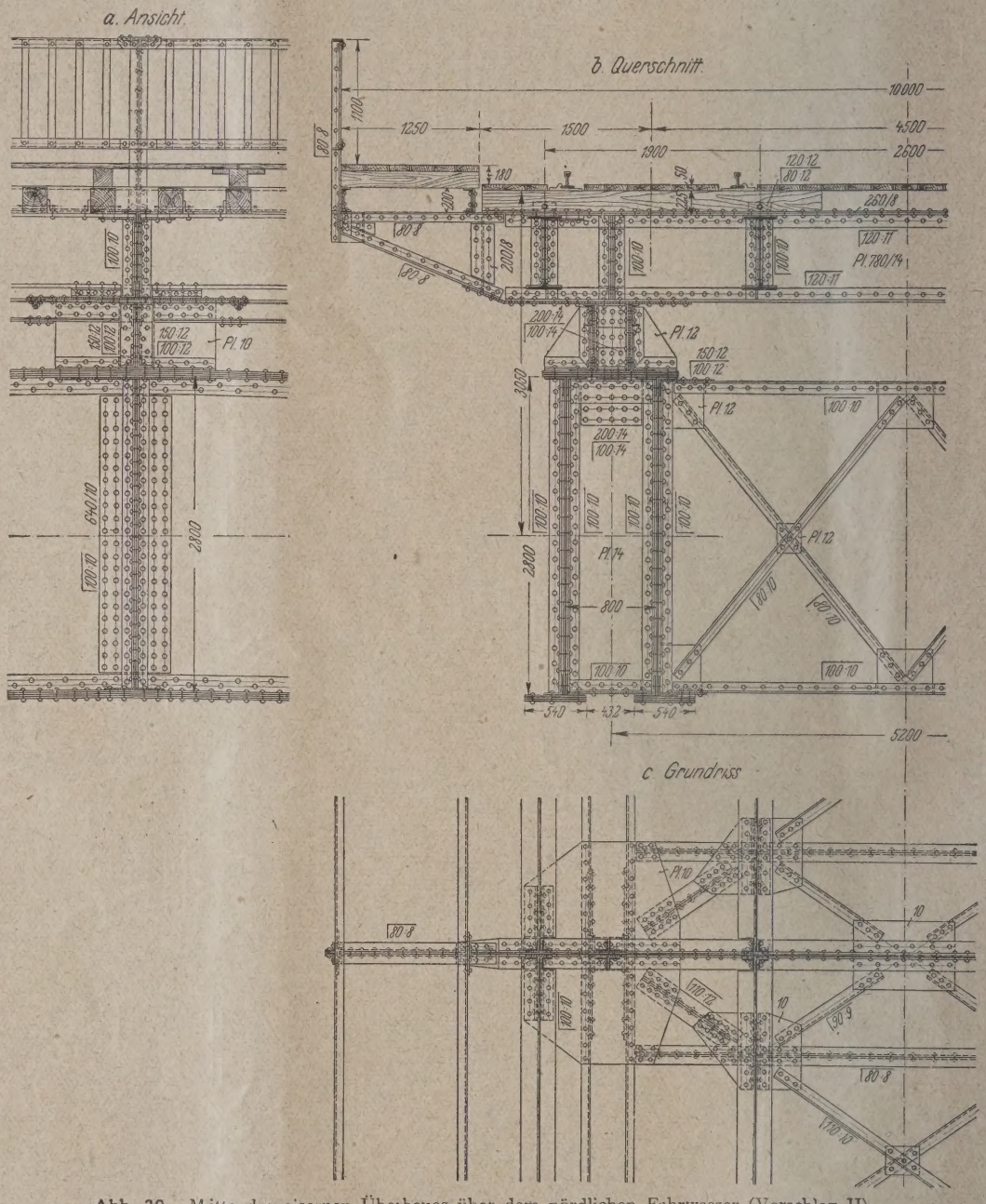


Abb. 39. Mitte des eisernen Überbaues über dem nördlichen Fahrwasser (Vorschlag II).

d) Eiserner Überbau über dem nördlichen seichten Fahrwasser (Vorschlag II) (Abb. 4 in Heft 1).

Zur Überführung jedes Gleispaares der beiden Bauabschnitte dient ein eiserner Überbau mit zwei unter der Fahrbahn und in einem Abstand von 5,2 m von Mitte zu Mitte liegenden, vollwandigen Hauptträgern in Sichelbogenform. Die Spannweite der Bogen beträgt 110 m, die Pfeilhöhe 14 m. Die Höhe der 16 mm starken Stegbleche nimmt von 1,8 m an den Kämpfergelenken (Abb. 36) bis 2,80 m in Bogenmitte zu. Der Bogenquerschnitt besitzt zwei Wandungen mit 800 mm lichtem Abstand, durchgehende 1200 mm breite Kopfplatten, die aus 2 Teilen zusammengesetzt und in der Mitte gestoßen sind, und getrennte Fußplatten mit einem lichten Abstand von 432 mm, der einem Manne den Zutritt zu dem Innern des Bogenquerschnittes bei Unterhaltungsarbeiten gestattet. Das Fahrbahnträgergerippe besteht aus in 7,2 m Abstand voneinander liegenden genieteten vollwandigen Querträgern (Abb. 37) und aus 4 zwischen die Querträger genieteten Breitflanschträgern zur Unterstützung der Schwellen. Die Lasten der Querträger werden von Pfosten auf die Bogen übertragen. Diese Pfosten bestehen aus Breitflanschträgern mit Kopfplatten und sind fest mit den Querträgern und Bogen verbunden. Unmittelbar neben den Auflagergelenken des Bogens sind keine Pfosten angeordnet. Die Endlängsträger sind vielmehr zu den Widerlagern hinübergestreckt (Abb. 38) und hier ebenso wie an den Konsolen der letzten Querträger auf kleinen Kipplagern gelagert. Durch die gelenkige Lagerung der Endlängsträger an den letzten Querträgern werden schädliche Beanspruchungen des Anschlusses bei Formänderungen der letzten Pfosten durch Wärmeschwankungen verhindert. Zur Aufnahme der quer zur

Brückenachse gerichteten wagerechten Kräfte dienen 2 Verbände, ein Fahrbahnwindverband in Höhe der Unterkante der Querträger und ein Windverband in der Fläche der Unterkanten der oberen Winkel der Bögen. Die beiden Bogenträger jedes Überbaues sind an den Anschlußpunkten der Pfosten durch radial gestellte Dreieckverbindungen und die beiden Wandungen jedes Bogens an diesen Stellen und in den Drittelpunkten zwischen ihnen durch vollwandige Schotten gegeneinander ausgesteift (Abb. 37). Die Gurtungen des Fahrbahnwindverbandes werden von den sogenannten Streckgurten (Abb. 37 u. 38) gebildet, die über den Bogenträgern liegen und in geringer Höhe in der Mitte über sie hinwegstreichen. In den letzten Feldern sind unmittelbar neben den Endpfosten aus demselben Grunde wie bei den Endlängsträgern Gelenke in die Streckgurte eingeschaltet (Abb. 38). Die Füllungsstäbe des Verbandes bestehen aus einem doppelten Strebenzuge und Pfosten in den letzten Feldern (Abb. 38). Die Auflagerkräfte werden in der Brückenachse mittels beweglicher Lager an einbetonierte Träger abgegeben (Abb. 38). Zwischen den Schwellenträgern jedes Gleises ist ein besonderer Längsverband zur Aufnahme der Seitenkräfte der Fahrzeuge eingefügt (in dem Grundriß der Abb. 38 strichpunktiert dargestellt). Die wagerechten, der Brückenachse gleich gerichteten Kräfte werden von einem in Brückenmitte in den Fahrbahnwindverband eingeschalteten Bremsverband aufgenommen und von diesem durch vollwandige Aufsattelungen den Bogenträgern zugeführt (Abb. 39). Die in der äußeren Erscheinung schwache und für den Laien vielleicht nicht recht verständliche Stelle an den Gelenkpunkten der Kämpfer ist durch entsprechende Ausbildung der Lagerkörper (Abb. 36) verdeckt. Unseres Erachtens ist dies Versteckenspielen mit den Gelenkstellen nicht begründet.

(Fortsetzung folgt.)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister-Dr. Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Zur Frage der Neuprofilierung der I-Träger. Von Dipl.-Ing. A. Eggenschwyler, Schaffhausen. Vernietbarkeit der Flanschen bei Vielstufigkeit der Höhenmaße wird gefordert Kurze Untersuchungen über den Wirkungsgrad. Eisenbau 1919, Heft 12.

Die Güte der Zementklinker im selbsttätigen Schachtofen. Von Harry Stehmann. Erörterung der Vorbedingungen, die zu erfüllen sind, damit mit dem Schachtofen ein ebenso gleichmäßiges Erzeugnis erzielt wird, wie mit dem Drehrohrofen. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 148, S. 1335—36.

Brandproben an Eisenbetonbauten. In Stahl und Eisen 1919, Nr. 47 berichtet Betriebsdirektor Dr. Karner, Paruschowitz (O.-S.) über Explosionen von Beton, die den bei den Garyschen Versuchen (D. A. f. E. Heft 33) beobachteten gleichen. In 3 m Entfernung von stark Wärme ausstrahlenden Konvertern ist zum Schutze von Eisenbauteilen ein rechteckiger Umhüllungskasten aus Beton (8 cm Wandstärke) hergestellt worden. Die Außenfläche ist mit Zementglattstrich versehen worden, wodurch die Poren geschlossen und Austritt von Wasserdampf verhindert worden ist. Hinzu kommt noch die verstärkende Wirkung der fetten Mischung, die man wegen der Dünnwandigkeit verwendet hatte. Der Beton war bei der Erhitzung etwa ½ Jahr alt.

Die Erfindung der Eisengußtechnik. Von Dr. Otto Johannsen in Brebach a. d. Saar. Geschichtliche Veröffentlichung, eingeleitet mit der Feststellung Ludwig Becks, daß der Hochofenbetrieb und die Eisengußtechnik Erfindungen des Mittelalters sind. Stahl und Eisen 1919, Nr. 48, S. 1457—66.

Statik und Festigkeitslehre.

Die Flüssigkeitsseillinie. Zwei Zuschriften zu der im Zentralbl. 1919, S. 565 folg. veröffentlichten Arbeit von Jakoby, Riga. In beiden Zuschriften wird auf frühere Veröffentlichungen gleichen Inhalts verwiesen. Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 105, S. 631.

Biegelinien für dreieckförmige Belastung. Von Dr.-Ing. Ernst Brandes, Dortmund. Mit 7 Abb. Verf. gibt als Ergänzung zu den Tabellen von Müller-Breslau, Statik d. Baukonstr., Bd. II, 2. Abt. Tabellen für die Ordinaten der Biegelinie bei einer Momentenfläche von Dreiecks- oder Trapez- oder Mansardform. Der Brückenbau 1919, Nr. 23, S. 179 bis 185.

Wirtschaftlichste Form der Eisenbetonwinkelstützmauer. Von Dr.-Ing. Carl Kabelac, Wien. Anknüpfend an und in gewissem Gegensatze zu der gleichbetitelten Arbeit von Gabrin in Bet. u. Eis. 1912, S. 233 behandelt der Verfasser in Bet. u. Eis. 1919, Heft 19/20 die Frage, indem er der Reihe nach untersucht: Kippen, Gleiten, Bodenpressung, Bodenpressung und Kippen (zus.) und Bodenpressung und Gleiten (zus.). 2 Beispiele, 3 Seiten, 4 Abb.

Die Spannungsmesser nach der Bauart Okhuizen. Notwendigkeit der Spannungsmessung am fertigen Bauwerk zur Nachprüfung der Rechnungen und ihrer Annahmen. Beschreibung des Meßgerätes durch dessen Konstrukteur. Gewapend Beton von Nov. 1919, S. 72 bis 78.

Beitrag zur Berechnung des Ellipsenumfanges. Von Ing. Oberstaatsbahnrat i. R. Theoder Schmidt, Zeitschr. d. Österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1919, Nr. 51, S. 457—458.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

Klappbrücke im Hafen La Seyne bei Toulon. Kurze Besprechung der Brücke, nach Génie civil vom 7. Dezember 1918 im Zentr. d. Bauv. 1919, Nr. 100, S. 600. Eigenartiges Hebesystem. Montage mußte im Zustande der Hochklappung erfolgen.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Über Wärmeschutz von Gebäuden und die Wärmehaltung verschiedener Baustoffgefüge. Von Dipl.-Arch. F. Schultheß, Zürich. Übersichtliche Besprechung der Frage der Sparbaustoffe unter Berücksichtigung der neueren Literatur und insbesondere der Versuchsergebnisse des Lab. f. techn. Physik. a. d. Techn. Hochsch. in München. Sehr richtig wird der kapitalisierte Heizungsmehraufwand, den die meisten „sparsamen" Bauweisen erfordern, den Baukosten zugeschlagen. Nachdrücklicher Hinweis auf die hervorragende Wirkung von Torf-Isolierplatten, die eine dünne Ziegelwand gut wärmehaltend machen. Schweiz. B.-Ztg. vom 25. Oktober 1919.

Die Herstellung von Schlacken-(Mauer-)Steinen. Im Zentralbl. d. Bauv., 1920, Nr. 2, S. 11 wird kurz über die Herstellung von derartigen Bausteinen im Format $25 \times 12 \times 9{,}5$ berichtet. Die Generaldirektion der Bad. Staatsbahnen betreibt die Herstellung in freigewordenen Kriegsverpflegungshallen unter Leitung eines Bausekretärs. Erzeugung täglich 3500—4000 Steine. Preisangaben, Herstellungsvorteile u. a. m.

Metallüberzug von Zementwaren. Von Dr. Schonlau. Die bisherigen Versuche, Asbestzementschieferplatten zu glasieren oder sonst dauerhaft zu überziehen, haben keine voll befriedigenden Ergebnisse gehabt. Verfasser weist demgegenüber auf das patentierte Verfahren von Ing. Henri Welte in Lahr (Baden), D. R. P. 288 435, das nach Urteil unparteiischer Prüfungsanstalten durchaus dauerhafte Metallüberzüge liefert. Beschreibung des einfachen Arbeitsvorganges, Hinweise auf die vielseitige Verwendbarkeit des Verfahrens. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 112.

Hochofenzement für Zementwaren. In Nr. 97 der Tonind.-Ztg., 1919, tritt Dr. Hermann Passow, der inzwischen verstorbene Vorkämpfer der Hochofenzementverwendung, den Ausführungen von Feodor Ast in Nr. 72 der-

selben Zeitschrift entgegen. Er weist besonders auf das langsamere Abbinden, die feinere Mahlung hin, man müsse also die Gegenstände länger eingeschalt lassen und man solle dem Hochofenzement gesiebten Sand zusetzen, damit die mit feinerer Mahlung verbundene Schwindneigung vermindert wird.

Wasserbau.

a) Grund- und Uferbau.

— — — —

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft.

— — — —

c) Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

Wasserfreie Abschließung des Rheins bei Lobith. De Ingenieur (holl.), bringt in Nr. 9 (1919) einen ausführlichen Aufsatz von Ing. C. A. Jolles. Zentralbl. d. B, 1920, Nr 1 entnimmt daraus eine Übersichtskarte und die wesentlichsten Mitteilungen. Sie erstrecken sich auf die Stromgabelungen des Rheines unterhalb Emmerich, auf die Veränderung der Verhältnisse durch Deichbauten und durch die Herstellung des Pannerdenschen Kanals anfangs des 18. Jahrhunderts. 1916 und 1917 haben Besprechungen zwischen Holland und Deutschland stattgefunden. Am 29. August 1918 ist dann in Berlin ein Vertrag unterzeichnet worden, der Holland das Recht gibt, den sogenannten Alten Rhein an seinem oberen Ende völlig (d. h. wasserfrei) vom Stromlauf abzuschließen.

Wiederaufbau in Nordfrankreich. Die holländische Zeitschrift De Ingenieur 1919, Nr. 47, teilt mit, daß die Franzosen besonders die Wiederherstellung der Schiffahrtswege gefördert haben. Es waren vor allem die Schleusentore und die Unterhäupter der Schleusen zerstört worden. Am 1. Oktober 1919 war der Verkehr bereits zwischen Paris und Dünkirchen wieder eröffnet. Ende November ist vermutlich der Verkehr nach Belgien wieder in vollem Umfange möglich gewesen. Beschreibung der Schwierigkeiten im verwüsteten Gelände. Der Wiederaufbau der Städte ist noch kaum begonnen, wohl aber sind die Aufräumungsarbeiten lebhaft im Gange.

Versuche mit Motorlokomotiven im Treidelbetrieb. Ein Beitrag zu neuen Richtlinien im deutschen Motorlokomotivbau. Von Dr.-Ing. Hartwig Orenstein, ständ. Ass. a. d. Techn. Hochschule Berlin. Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 50, S. 1246—1250.

50-jähriges Jubiläum des Suezkanals (17. November 1919). Zeitschr. d. V. d. Ing. vom 15. November 1919.

d) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Ausnutzung der Meereswellen und Gezeiten zur Kraftgewinnung. Kurze Mitteilung über den Plan der französischen Regierung, in der Bucht von Saint-Briac (Bez. Finistère) aus den Meereswellen verwertbare Arbeit zu entnehmen. Angaben über die Wirtschaftlichkeit. Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 51, S. 1295.

Studien über Wasserbewegung an Wehren. In der Schweizerischen Bau-Ztg. vom 15. Nov. und vom 22. Nov. 1919 schreibt Ing. H. E. Gruner, Basel, allgemeinverständlich und mit durch die Bedeutung der Frage für den Energiehaushalt des Wassers begründeter Ausführlichkeit über die verschiedenen Arten von Wasserwirbeln, ihre Entstehung und ihre Wirkung auf die Wasserbewegung sowie auf das Flußbett. Wiedergabe der Verhältnisse an einer für Wirbelbildung besonders lehrreichen Bachstrecke; zahlreiche Abbildungen von verschiedenen Orten.

Eine neuartige Anordnung von Turbinenanlagen. Die Schweiz. Bau-Ztg. vom 25. X. 1919, entnimmt die Z. f. d. ges. Turbinenwesen vom 30. XII. 1919, eine Mitteilung über die Ausführung der Turbinenanlage der Maschinenfabrik Andritz bei Bruck a. d. Mur. Die Besonderheit besteht darin, daß die Abführung des Unterwassers unter der Oberwasserzuführung verläuft. Zweigeschossige Ausbildung. Obergraben verläuft längs der Turbinenhaus-Langseite, wird dann rechtwinklig dort hineingebogen (Eisenbetongerinne), der Untergraben tritt rechtwinklig aus der Längswand des Turbinenhauses, genau unterhalb der Einmündung des Obergrabens aus.

Neue Bewässerungsprojekte im Tale des Weißen Nils. Schweiz. B.-Ztg. vom 25. X. 1919 enthält Mitteilungen, geschöpft aus Engineering vom 31. I. 1919, über Pläne von Sir William Willcocks und Mr. John Wells. Diese beabsichtigen im Oberlaufe des Nils umfangreiche Bauten zur Ausnützung von Wasserkräften. U. a. sollen auch große Wassermulden und Lachen in benachbarten Geländefalten dauernd ausgepumpt werden; es soll dadurch erheblich Baumwollboden gewonnen werden.

Über Rutschungserscheinungen an Stauseen. Von Dr. phil. G. Lüscher, Ingenieur, Aarau. Häufig finden bei Stauseen Abrutschungen der Ufer statt, wenn der Wasserspiegel gesenkt wird. Diese Erscheinung hatte Ing. Hans Roth in einer Veröffentlichung in der Schweizerischen Bau-Ztg. vom 2. VIII 1919 mit der Verminderung des auf die Ufer wirkenden Wasserdrucks begründet. Gegen diese Auffassung wendet sich — unseres Erachtens zu Recht — der Verfasser. Er weist hin auf das Verschwinden des Auftriebes, d. h. die Gewichtszunahme des Uferbodens nach Absenkung des Spiegels und auf das langsamere Absinken des Grundwasserspiegels gegenüber dem offenen Wasserspiegel. Der durchwässerte Hangboden weist dann vielfach einen kleinen Böschungswinkel und zugleich hohes Raumgewicht auf. Sodann werden Mittel zur Sicherung (Drainage) sowie Mittel zur Beseitigung des häßlichen Aussehens des Wüststreifens angegeben. Schweizerische Bau-Ztg. 1919, vom 11. X.

Erdbau und Tunnelbau.

Die Erzeugung und Verwendung flüssiger Luft zu Sprengzwecken. Ing. H. Dieterichs, Aachen, veröffentlicht in Stahl u. Eisen 1920, Heft 2, S. 52 bis 56 Neues über das Verfahren. Vgl. Stahl u. Eisen 1915, S. 1145 und S. 1177 (auch in der Z. d. V. d. I. ist kürzlich, vgl. Lit. Schau Heft 1 darüber geschrieben worden). Verfasser betont, daß die Gruben, die unter Schlagwettern nicht zu leiden haben, das Luft-Sprengverfahren schon zahlreich anwenden. Ausführliche Besprechung der Patronen, der Besatzfrage, der Zündung. Chemischer Vorgang: Kohlenstoff (meistens Ruß) verbindet sich in feiner Verteilung schnell mit Sauerstoff und bildet CO_2 unter großer Raumentwicklung. Die Wirtschaftlichkeit und Versuche, schlagwettersichere Patronen zu erzielen, werden besprochen.

Tunnelbau unter Wasser. Baurat Hoech und Ing. A. Haag erörtern im Zentralblatt 1919, Nr. 104, S. 623 im Anschlusse an die Haagsche Arbeit im Zentralblatt 1919, S. 57, den oben genannten Stoff.

Straßenbau.

Vorgeschlagene Besteuerung für Straßenbenutzer. Nach Civil Engineering 1919, Dezemberheft, hat Sir Eric Geddes zu erwägen gegeben, zur Verbesserung der heruntergewirtschafteten Straßen eine Steuer auf die Benutzer zu legen.

Eisenbahnwesen.

Railways from which Rails where Lifted. Auf den Linien Grand Trunk Pacific und Canadian Northern Railways sind im Jahre 1917 in der Zeit vom 17. Juni bis zum 26. Oktober 23 000 t Eisenbahnschienen ausgebaut und zur Verwendung für Kriegszwecke nach Frankreich verschifft worden. Der Verkehr ist durch Linienzusammenlegung usw. aufrecht erhalten worden. Civil Engineering Nov. 1919.

Die Bagdadbahn. Überblick über den Stand der Bahn bei Kriegsbeginn und ihre Weiterentwicklung im Kriege. Der Bau konnte erst lebhaft vorwärtsschreiten, nachdem im Oktober 1915 die Verbindung mit Deutschland durch Eroberung Serbiens hergestellt war. Der Oberbau und der Unterbau entsprechen den preußischen Staatsbahnvorschriften. Über die zukünftige Verkehrsentwicklung im Gebiete der Bagdadbahn setzt sich der Verfasser (Gerhardt, Berlin) mit Ausführungen von Dr. Hennig, veröffentlicht in der Ztg. d. Ver. d. Eisenb.-Verw. vom 9. VIII. 1919, auseinander. Insbesondere wird der Willcockssche Plan der „englischen Bagdadbahn", die durch die Wüste nach Alexandrette führen sollte, behandelt. Er habe sich erübrigt, nachdem England die deutsche Bahn in Händen habe. Zentralbl. d. Bauverw. 1910, Nr. 105, S. 627—628.

Verkehrstechnik der Zukunft. Hermann Kirchhoff spricht sich in der „Verkehrstechnik" vom 15. IX. 1919, über die Maßnahmen aus, die geeignet erscheinen, den Reichseisenbahngedanken fruchtbar werden zu lassen. Bericht hierüber in Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 50, S. 1265. (Kein Luxus, Normalisierung der Einzelteile, 5 Mill. Eisenbahn-Schuldverschreibungen [durch den Wert gedeckt] sollen den Bau- und Erneuerungsfonds liefern.)

Baubudget der Schweiz. Bundesbahnen für 1920, Schweiz. Bau-Ztg. vom 1. XI. 1919 enthält die wichtigsten Ausgabeposten für 1920.

Vom Sparen beim Eisenbahnbetrieb. In der Schweiz. Bau-Ztg. vom 25. X. 1919. legt Dr.-Ing. A. Gutzwiller in allgemeinen Ausführungen dar, wie durch Beseitigung kleiner örtlicher Hemmungen, durch die Aufstellung von Zusatzbauten (Sicherungsanlagen u. dgl.) sowie durch Anpassen der Bahnhöfe an die Betriebsverhältnisse der Linie Vorteile zu erreichen sind. Mit Steigerung der Geschwindigkeit oder Ver-

mehrung der Zugsanzahl sei oft keinerlei Leistungssteigerung der Linie verbunden. Die Streckenabschnitte sollten stets im richtigen Verhältnis zur Geschwindigkeit und zur Zugsfolge stehen. Auslassungen über das Gefahrenmaß im Eisenbahnbetriebe.

Vorschläge zur Reform des deutschen Verkehrswesens. Von Otto Buschbaum. Der Betriebswirkungsgrad ist von 1871—1914 von 23 auf 15 % zurückgegangen. Ursache seien die gesteigerten Verschiebearbeiten. Daher Forderung von 50 t-Güterwagen (4 Achsen), mit Selbstentladung u. a. Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 49, S. 1217—1224.

Vermessungswesen.

Die Neumessung (Triangulation) von Brussa in Kleinasien. Vom vereid. Landmesser R. Schmidt, Oberlandmesser im Syndikat für Städtebauliche Arbeiten in Berlin. Beschreibung der Durchführung der Vermessungsarbeiten bei der Aufnahme der Stadt Brussa (20 km vom Marmarameer entfernt, über 100 000 Einwohner). Zentralblatt d. Bauverwaltung 1919, Nr. 105, S. 629—631.

Eisenbeton-Hochbau sowie Schiffbau.

Allgemeines über Eisenbeton.

Schiffe aus Stahlguß. Um an gelernten Arbeitskräften und Eisen zu sparen, will man in Amerika versuchen, Seeschiffe aus normalisierten Gußstahlplatten mit angegossenen Spantenrippen herzustellen. Eigengewichtsverminderung 12—13 %. Erwartete Baukostenersparnis 50 % (?). Verbindung der Einzelteile durch schwalbenschwanzförmigen Stoß und elektrische Verschweißung. Von Dr.-Ing. Commentz im Eisenbau 1919, Heft 12.

Unfallstatistik des D. A. f. E. Von Regbmstr. Dr.-Ing. W. Petry, Oberkassel, Siegkreis. Bisher sind in amtlichen Veröffentlichungen 22 Unfälle besprochen worden, davon betrafen nur 13 eigentliche Eisenbetonteile. Stets sei in Mängeln der Planung oder der Ausführung die Ursache des Unfalles gefunden, nicht aber in einem Versagen des Eisenbetons als solchen. Besprechung der 22 Fälle der Reihe nach. Beton u. Eisen 1919, Heft 7/8 und 9/10.

Neubau einer Kühlwasseranlage beim Elektrizitätswerk Mainz. Von Dipl.-Ing. Hans Schäfer. Beton u. Eisen 1919, Heft 17/18 und 19/20. Mit 22 Abb.

Werkstattlaufkran aus Eisenbeton. Schweiz. Bau-Ztg. vom 25. X. 1919, bringt Abbildungen, Zeichnungen und Beschreibung eines von der französischen Firma Beccat, Paris, wegen der Eisenknappheit in Eisenbeton hergestellten Laufkranes (vgl. Génie civil vom 7. III. 1919), dessen Gewicht noch nicht das Doppelte eines eisernen beträgt, Zwillingsfachwerkträger.

Eisenbeton im Gartenbau. Von P. W. Scharroo. Übersicht über die Anwendung des Eisenbetons für Gewächshäuser, Frühbeete, Beeteinfassungen usw. in Holland, mitgeteilt mit zahlreichen Abbildungen in Gewapend Beton 1919, Novemberheft.

Beton-Ölbehälter. Besprechung des im Kriege in England mit gutem Erfolg ausgeführten 270 000-cbm-Behälters. 10,50 m Höhe, 1,15 cm starke Sohle, 2800 cbm Beton, 2,8 ha Grundfläche. Gewapend Beton 1919, S. 302. Augustheft.

Versuche über die Eignung von Betonbehältern zum Lagern von Öl. Aus Engineering News Record entnimmt die Zeitschr. d. V. d. I. 1919, S. 763 Heft 32 die Mitteilung, daß während einjähriger Lagerung mineralische Öle den Beton nicht angegriffen haben. Die Drucktestigkeit eingetauchter Probekörper hat sich nicht vermindert. Die Flüssigkeitsverluste durch den Beton hindurch sind sehr gering, aber bei Lampenpetroleum und Benzin doch empfindlich. Hier empfehlen sich deshalb Dichtungsanstriche. Unter den pflanzlichen und tierischen Ölen ist es nur das Leinöl und das Kokosöl gewesen, das den Beton erheblich angegriffen hat.

Eisenbetonschiffbau. Ein ziemlich ausführlicher Auszug aus dem Buche von Ing. M. Rüdiger, Hamburg, in der Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 138, S. 1242.

Der Eisenbetonschiffbau in England. Beton u. Eisen 1919, Heft 19/20, bringt einen Aufsatz von vier Seiten mit 11 Abbildungen über den englischen Eisenbetonschiffbau, entnommen dem Märzhefte von Engineering 1919.

Eisenbetonschiffbau. In der Tonindustrie-Zeitung, 1919, Nr. 147, S. 1326—1328, wird der Eisenbetonschiffbau gegenüber einigen in der ausländischen Presse aufgetretenen Herabsetzungen verteidigt. Insbesondere werden die Veröffentlichungen von Marineschiffbaumeister Dr.-Ing. W. Teubert und von Dr.-Ing. Commentz in der Z. d. V. d. I. herangezogen.

Eisenhochbau.

— — — —

Städtischer Tiefbau.

— — — —

Kunst im Ingenieurwesen.

Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung.

Der Einfluß des Krieges und der Revolution auf laufende Bauverträge. Von Dipl.-Ing. Hans Schäfer, München. Ergänzung der Ausführungen in Beton und Eisen 1919, Heft 6, durch den Verfasser in Heft 19/20.

Haushaltsplan von Niederländisch-Indien für 1920. Enthält Ausgaben für eine neue Technische Hochschule in Bandoeng, die die gleiche Wertung erfahren soll, wie die Delfter; im übrigen bietet der Haushaltsplan einen Überblick, was Holland auf dem Gebiete des Wasserbaues und der Eisenbahnen an staatlichen Bauwerken plant. De Ingenieur 1919, Nr. 47.

Übersiedlung von hundert Zementwarenfabriken in das Wiederaufbaugebiet. Eine Anregung von A. Günther in Firma Kunststeinwerk Auerbach i. V., die wohl sehr bedenklich aufzunehmen ist. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 144.

Geheimer Oberbaurat Labes †. Eine Lebensbeschreibung mit Bild anläßlich seines Todes bringt aus Schapers Feder Der Eisenbau 1919, Heft 24, S. 266 und 267.

Gustav Schimpff †. Lebensbild des am 20. XI. 1919 verstorbenen o. Prof. für Eisenbahnwesen an der Technischen Hochschule zu Aachen. Zentralbl. d. Bauw. 1919, Nr. 105, S. 631.

KURZE MITTEILUNGEN.

25 Jahre im Dienste des deutschen Betonbaus.

Am 1. Januar 1920 konnte die Firma Rudolf Wolle Beton-, Eisenbeton- und Tiefbau in Leipzig auf ihr 25-jähriges Bestehen zurückblicken. Wir sprechen der über die Grenzen unseres Vaterlandes hinaus hoch angesehenen Firma und ihrem Inhaber Herrn Kommerzienrat Rudolf Wolle auch unsererseits die herzlichsten Glückwünsche zu diesem Gedenktage aus.

Rudolf Wolle hat es mit Unterstützung seiner treuen Mitarbeiter verstanden, sein Unternehmen aus bescheidenen Anfängen heraus zu großer Höhe, Leistungsfähigkeit und Vertrauenswürdigkeit zu entwickeln. Es muß aber bei dieser Gelegenheit auch dessen gedacht werden, was Rudolf Wolle außerhalb seiner Firma für die Beton- und Eisenbetonbauweise in Deutschland getan hat. Die Anfänge dieses großzügigen und nie erlahmenden Wirkens für die Allgemeinheit liegen in der Zeit, als Rudolf Wolle in den Vorstand des Deutschen Beton-Vereins eintrat. Es war im Jahre 1906. Von Beruf Kaufmann, hatte er naturgemäß in erster Linie Sinn und Neigung für kaufmännische und wirtschaftliche Fragen; und als der Deutsche Beton-Verein dazu überging, einen eigenen Wirtschaftlichen Ausschuß ins Leben zu rufen, dem die selbständige Erledigung von wirtschaftlichen und Arbeitgeberfragen oblag, wurde Rudolf Wolle Vorsitzender dieses Ausschusses. Als es sich dann herausstellte, daß die Erledigung der riesenhaft anwachsenden Arbeitgeberfragen im Rahmen des Wirtschaftlichen Ausschusses des Deutschen Beton-Vereins nicht mehr möglich war, setzte Rudolf Wolle seine ganze Kraft ein für die Gründung des Betonbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland und wurde zum Vorsitzenden dieses Verbandes gewählt. Die deutsche Beton- und Eisenbetonindustrie weiß es zu würdigen, was Rudolf Wolle als Vorsitzender des Betonbau-Arbeitgeber-Verbandes für sie getan, wieviel er ihr genützt hat. Als im Jahre 1918 aus dem Wirtschaftlichen Ausschuß des Deutshcen Beton-Vereins der Beton-Wirtschafts-Verband gebildet wurde, war es wieder Rudolf Wolle, der weitsichtig und mit aller Kraft für diese Neugründung eintrat, und Rudolf Wolle ist seitdem auch 1. stellvertretender Vorsitzender des Beton-Wirtschaftsverbandes. Dem Vorstand des Deutschen Beton-Vereins gehört Rudolf Wolle heute noch an und ist Vorsitzender des Schiedsgerichtsausschusses, der im Jahre 1909 nach eingehenden Beratungen und Verhandlungen mit Vertretern deutscher Bundesstaaten die Schiedsgerichtsordnung des Deutschen Beton-Vereins herausgab. Diese

Schiedsgerichtsordnung hat sich im Laufe der Jahre in Deutschland sehr gut eingeführt, und Rudolf Wolle ist zweifellos das Verdienst zuzusprechen, daß er von vornherein mit klarem Blick die Wichtigkeit der Regelung von Streitigkeiten unter Ausschluß des ordentlichen Rechtsweges erkannt hat; damit hat er weiterhin den Grundstein mit gelegt zu dem Schiedsgerichtsverfahren, das im Deutschen Beton-Verein eingeführt ist und später vielfach als Muster und Unterlage gedient hat. Zu alledem kommt die technische Betätigung, die ihren lebhaftesten Ausdruck findet in den Bauausführungen der von Rudolf Wolle geleiteten Firma. Es sind Bauten von Ewigkeitswert darunter, Bauten, die an die ehemalige Größe, Macht und Stärke unseres deutschen Vaterlandes erinnern.

Möge es der Firma Rudolf Wolle, deren Gründungsgedenkjahr in so schwarze und tiefernste Zeit fällt, und deren Inhaber, Herrn Kommerzienrat Rudolf Wolle, beschieden sein, die ersten Anfänge einer Zeit zu erleben und ihre Bauausführungen in eine Zeit hineinzutragen, da deutsche Macht und deutsches Ansehen nicht mehr nur Erinnerung, sondern glückverheißende Zukunft ist. P.

Neue Bestimmungen über die Anmeldung von Patenten.

Wenn eine Patentanmeldung in bezug auf die Form den an sie zu stellenden Ansprüchen nicht genügt, so pflegt das Patentamt seinem ersten Bescheid einen Abdruck der „Bestimmungen über die Anmeldung von Erfindungen" beizufügen. Die Ausgabe vom Jahre 1898 war vergriffen, und beim Neudruck sind die Bestimmungen auch neu gefaßt worden. Ihr hauptsächlicher Inhalt sei hier kurz wiedergegeben.

Daß der Antrag auf Erteilung eines Patents den Anmelder genau bezeichnen muß, ist eigentlich selbstverständlich. Ferner muß das Gesuch eine für die Veröffentlichung geeignete Bezeichnung der Erfindung und die Erklärung enthalten, daß für sie ein Patent nachgesucht wird. Falls der Anmelder einen Vertreter bestellt, der eine prozeßfähige Person sein muß, ist auch dieser im Gesuch zu bezeichnen, und es ist eine Vollmacht beizufügen, die im allgemeinen keiner Beglaubigung bedarf. Bei mehreren Anmeldern ist, wenn kein Vertreter bestellt wird, ein Zustellungsbevollmächtigter zu bezeichnen. Das Gesuch muß endlich unterschrieben sein.

Die Beschreibung der Erfindung, die keine zeichnerische Darstellung enthalten soll, ist in zwei Ausfertigungen einzureichen. Am Rand und zwischen den Zeilen ist ausreichender Raum für Zusätze zu lassen. Maße und Gewichte sind nach den gesetzlichen Vorschriften zu bezeichnen. Die Patentansprüche, auf die noch zurückzukommen sein wird, sind mit fortlaufenden Nummern zu versehen. Hinweise auf die Zeichnung oder Beschreibung in ihnen, z. B. „wie gezeichnet und beschrieben", sind unzulässig.

Die zur Beschreibung gehörigen Zeichnungen sind ebenfalls in zwei Ausfertigungen einzureichen, und zwar in einer Druck- und einer Aktenzeichnung. Erstere ist, wie ihr Name sagt, zur Drucklegung bestimmt, letztere bleibt bei den Akten. Beide sollen 33 cm hoch sein; die Druckzeichnung soll 21 cm breit sein, während die Aktenzeichnung beliebig breit sein kann. Die Verwendung mehrerer Blätter ist für beide zulässig. Die Druckzeichnung — auf weißem, starken, glatten Zeichenpapier — darf weder gerollt noch gefaltet werden, da sie beim Druck der Patentschrift durch Lichtdruck wiedergegeben wird. Ihre Darstellungen sind in tiefschwarzen, kräftigen Linien nach den Regeln des technischen Zeichnens auszuführen. Querschnitte sind entweder tiefschwarz oder durch Schrägstriche zu kennzeichnen. Schatten sind ebenfalls, wenn überhaupt nötig, in schwarzen Linien darzustellen. Bunte Farben sind auf der Druckzeichnung unzulässig. Die Aktenzeichnung ist eine Durchzeichnung der Druckzeichnung, im allgemeinen auf Pausleinwand.

Die einzelnen Darstellungen sind fortlaufend mit Zahlen zu bezeichnen. Die einzelnen Teile der dargestellten Gegenstände sind mit Bezugszeichen zu versehen, die sich in allen Darstellungen in gleicher Weise wiederholen müssen. Es sind nur die Teile darzustellen, die zum Verständnis der Erfindung unerläßlich sind. Erläuterungen sind in den Zeichnungen nicht zulässig.

Während des Krieges und bis auf weiteres sind für die Zeichnungen einige Erleichterungen zugelassen. Die Aktenzeichnung darf, statt auf Leinwand, auf Pauspapier eingereicht werden, auch ist eine Lichtpause (schwarze Linien auf weißem Grund oder weiße Linien auf braunem Grund) zulässig. Die Druckzeichnung braucht erst beim Beschluß über die Bekanntmachung vorgelegt zu werden, doch ist dann mit der Anmeldung eine zweite Ausfertigung der Aktenzeichnung einzureichen. Statt des Zeichenpapiers der Druckzeichnung darf auch Pausleinen, Ölpapier oder Schreibpapier verwendet werden.

Modelle und Probestücke sind nur in einer Ausführung einzureichen. Wenn sie leicht beschädigt werden können, sind sie in feste Hüllen zu verpacken.

Alle Anlagen zu einem Patentgesuch, auch Modelle, sind mit einer ihre Zugehörigkeit zur Anmeldung kennzeichnenden Aufschrift zu versehen. Zu allen Schriftstücken ist dauerhaftes, weißes Papier, im allgemeinen in der Größe 21 zu 33 cm zu verwenden.

Die vorstehend im Auszug wiedergegebenen Bestimmungen sind am 1. Januar 1920 in Kraft getreten. Während sie Vorschriften darstellen, die von den Anmeldern befolgt werden müssen, enthält eine gleichzeitig mit ihnen veröffentlichte Bekanntmachung zu ihrer Erläuterung Ratschläge, deren Befolgung im eigenen Interesse der Anmelder liegt. Auch sie seien hier auszugsweise wiedergegeben.

Die Anmeldegebühr (20 M) kann unmittelbar an die Kasse des Patentamts (Berlin SW 61, Gitschiner Str. 97/103) eingezahlt werden. Barzahlung ist jedoch nicht erwünscht, vorzuziehen ist bargeldlose Überweisung. Die Kasse hat Reichsbank-Girokonto und besitzt das Postscheckkonto Berlin Nr. 2. Bei Geldsendungen ist stets der Verwendungszweck anzugeben. Geld einem Schriftstück beizulegen, ist zu vermeiden.

Soll eine Anmeldung nicht alsbald nach dem Beschluß über die Bekanntmachung bekanntgemacht werden, so ist ein dahingehender Antrag entweder in einem besonderen Schriftstück zu stellen oder, falls er mit anderen Erklärungen verbunden wird, augenfällig, etwa durch Unterstreichen oder in roter Schrift hervorzuheben. Soll der Gegenstand einer Patentanmeldung, falls sie nicht zur Erteilung eines Patents führt, in die Rolle für Gebrauchsmuster eingetragen werden, so bedarf es hierzu eines besonderen Antrages.

Die Beschreibung soll alle nicht streng zur Sache gehörigen Ausführungen vermeiden, mithin sich auf dasjenige beschränken, was zur Erläuterung der Erfindung und zur Rechtfertigung des Inhalts des Patentanspruchs unbedingt erforderlich ist. Sie beginnt am besten mit der Bezeichnung des mit der Erfindung verfolgten Zwecks unter kurzer Angabe des Stands der Technik. Im Anschluß hieran ist die technische Aufgabe anzugeben, die durch die Erfindung gelöst werden soll. Nunmehr ist die Lösung im einzelnen zu erläutern. Soweit hierbei bekannte Einzelheiten vorkommen, ist dies ausdrücklich zu erwähnen. Endlich wird unter Angabe des gewerblichen Anwendungsgebietes der Erfindung auszuführen sein, worin der mit der Erfindung erzielbare, die Patentfähigkeit begründende wesentliche Fortschritt dem Bekannten gegenüber liegt. Unter Umständen wird die Einheit der Erfindung zu begründen sein.

Der Patentanspruch soll in einem einzigen geschlossenen Satz nach Art einer logischen Begriffsbestimmung abgefaßt werden; wo dies sachliche oder sprachliche Schwierigkeiten bereitet, können auch mehrere Sätze gebildet werden. Er geht in seinen einleitenden Worten zweckmäßig von der dem Erfundenen nächst übergeordneten, bekannten oder geschützten Gattung technischer Gebilde aus. Dieser „Oberbegriff" soll auch für die zur Veröffentlichung bestimmte Benennung verwendet werden. Es sollen nur so viel Bestimmungsmerkmale in den Anspruch aufgenommen werden, als zur Kennzeichnung des Wesens des Erfindungsgegenstandes nötig sind. Nur wenn hierzu der Zweck gehört, ist auch er im Anspruch zu erwähnen. Von unbestimmten Verallgemeinerungen („oder dergl.", „usw.") sowie von Zweckmäßigkeitsangaben ist im Anspruch abzusehen.

Unteransprüche sollen den sachlichen Zusammenhang mit dem Hauptanspruch oder mit anderen Unteransprüchen erkennen lassen.

In allen Ansprüchen sind die auf die Zeichnungen verweisenden Bezugszeichen (Buchstaben, meist kleine lateinische) in Klammern zu setzen; in den Oberbegriff sind Bezugszeichen nicht aufzunehmen.

In allen Schriftsätzen sind entbehrliche Fremdwörter zu vermeiden. Umfassen sie mehrere Blätter, so sind sie mit Seitenzahlen zu versehen. Links ist ein mindestens 5 cm breiter Rand für amtliche Vermerke zu lassen. Außerdem ist ein ausreichender Heftrand frei zu lassen.

Empfangsbescheinigungen werden nur über Anmeldungen und nur dann erteilt, wenn ein vorbereitetes Schriftstück mit folgendem Wortlaut entweder auf der Rückseite einer Postkarte oder unter Beifügung eines mit Aufschrift versehenen Briefumschlags vorgelegt wird:

„Ihre Patentanmeldung vom .... auf .... ist am .... hier eingegangen und unter dem Aktenzeichen .... in den Geschäftsgang gegeben worden."

Das Aktenzeichen ist in allen späteren Eingaben an erster Stelle aufzuführen.

Die genaue Beachtung der vorstehend wiedergegebenen Bestimmungen kann nicht dringend genug empfohlen werden. Ein Anmelder, der sie einhält, erspart nicht nur dem Patentamt, sondern auch sich selbst viel Mühe. Je leichter dem Patentamt die Prüfung durch Einreichung klarer Unterlagen gemacht wird, um so schneller wird die Anmeldung ihrer Erledigung zugeführt. Sie ermöglichen sofort eine eingehende sachliche Prüfung, ohne daß erst durch Rückfragen festgestellt zu werden braucht, was der Anmelder mit seiner Anmeldung beabsichtigt. Es liegt also im eigenen Interesse des Anmelders, klare Unterlagen einzureichen. Es bedeutet für ihn das Mindestmaß von Arbeit, wenn er sich dabei streng an die gegebenen Vorschriften hält. Wer sie als Vorbereitung zu einer Anmeldung in ihrem vollen Wortlaut einzusehen wünscht, der sei auf das Blatt für Patent-, Muster- und Zeichenwesen verwiesen, wo sie in Nr. 11 des XXV. Jahrgangs vom 29. November 1919 abgedruckt sind. Dieses Blatt wird in den meisten technischen Büchereien, namentlich in denen, wo die Patentschriften ausliegen, einzusehen sein. Außerdem ist ein Sonderabdruck dieser Vorschriften, der auch Bestimmungen über die Anmeldung von Gebrauchsmustern enthält, erschienen.

Wer eine Erfindung zum Patent anzumelden gedenkt, möge sich außer den Bestimmungen des Patentgesetzes und den vorstehenden Vorschriften auch die Worte zu eigen machen, die ein englischer Richter auf Grund langjähriger Erfahrungen in Patentprozessen über die Vorbedingungen für das Erfinden gesprochen hat. Von allen Erfindungen

die zu seiner Kenntnis gekommen seien, sagt er, hätten diejenigen, die für die praktische Technik wirklich von Bedeutung gewesen seien, alle von erfahrenen Fachleuten hergerührt. Sie seien das Ergebnis langer und sorgfältiger Forschungen und Untersuchungen von Fachleuten gewesen, die in solchen Arbeiten Erfahrung und zu ihrer Durchführung die nötige Vorbereitung besessen hätten. Nützliche Erfindungen kämen nicht durch eine augenblickliche Eingebung zustande, sondern ihnen müßten eingehende Erwägungen und mit Geduld ausgeführte Versuche vorausgehen. Erfinder, die der Welt etwas Nützliches gäben, täten dies nicht auf Grund einer Erleuchtung; sie müßten vielmehr Männer sein, die die Last auf sich nehmen, sorgfältige Vorarbeiten und planmäßige Versuche anzustellen, sowie alle in Betracht kommenden Gesichtspunkte eingehend zu erwägen.

Frankreich hat Deutschland als Eigentümer der größten Eisenerzvorräte abgelöst.

„Civil Engineering", Okt. 1919, teilt aus einem Berichte des vom englischen Ministerium bestimmten Ausschusses zur Prüfung der Eisen- und Stahlwerksverhältnisse in Frankreich, Belgien und Deutschland etwa das Folgende mit.

Frankreich habe einen Zuwachs an 2 000 000 000 Tons durch den Ausgang des Krieges an Eisenerzen erlangt. Es besitze jetzt viermal soviel als Deutschland ($5^1/_3$ Mill. Tons), während es früher gleichviel besessen habe ($3^1/_3$ Mill. Tons). Die Erzgewinnung von 1913 war in Deutsch-Lothringen etwa ebenso groß wie in Französisch-Lothringen (20 Mill. Tons). Die gesamte Erzgewinnung betrug 1913 in Deutschland 28 Mill. Tons, so daß nur noch 8 Mill. Tons verbleiben.

Frankreich kann mit Hilfe von Lothringen und dem Saarrevier künftig jährlich 11 Mill. tons Gußeisen erzeugen (1913 nur 5 Mill. tons). Hierbei wird als eine Hauptursache des Krieges bezeichnet, daß die deutschen Stahlerzeuger Mangel an fremden Zusatzerzen hatten und die Lagerstätten in Französisch-Lothringen zu erlangen hofften (?!) —

In England rechnet man mit einer Unterbietung durch französische Stahlwerke, die billiger liefern könnten als die bestausgerüsteten englischen. Die Engländer wissen, daß Deutschland mehr als England unter Arbeiterunruhen, Lohnerhöhungen und Lebensmittel- sowie Rohstoffknappheit zu leiden hat und sie fürchten deshalb den deutschen Wettbewerb wenig. Nur der niedrige Markkurs mache jetzt die deutschen Erzeuger zu Wettbewerbern. Da aber die deutschen Unkosten infolge der Einführung des Achtstundentages und der geringen Leistungen der Arbeiter (50 % der Leistung von vor dem Kriege) auf das Dreifache gestiegen und hiermit verhältnismäßig mehr als die englischen Unkosten gestiegen seien, habe England uns jetzt weniger zu fürchten als vor dem Kriege. (Es ist erreicht!)

Für die nächste Zeit sei jedoch der Wettbewerb der deutschen Industrie auf den neutralen Märkten wegen der niedrigen Valuta zu fürchten. Kze.

Bekanntmachung über Höchstpreise für Zement.

Auf Grund des § 1 der Bundesratsverordnung vom 25. Januar 1917 (R.G.Bl. S. 74) wird bestimmt:

Infolge der mit Wirkung vom 1. Dezember 1919 festgesetzten weiteren Kohlenpreiserhöhung werden die durch Bekanntmachung des Reichskommissars für Zement vom 10. Oktober 1919 (Deutscher Reichs- und Preuß. Staatsanzeiger Nr. 233 vom 11. Oktober 1919) für 10 000 kg Zement ab Werk ohne Verpackung festgesetzten Preise vom 1. Dezember 1919 ab bis auf weiteres um 59 M. für 10 000 kg erhöht.

Vom 1. Dezember 1919 ab gelten somit folgende Zementhöchstpreise:

A. Für Lieferungen an die Heeresverwaltung zu Bauten an der Front und an die Staatsverwaltungen für Staatsbauten im Gebiete sämtlicher Deutscher Zementverbände 1533+59=1592 M.

B. Für Lieferungen aller sonstigen Zementabnehmer:

a) Im Gebiet des Norddeutschen Zementverbandes . . . . . 1603+59=1662 „

b) Im Gebiet des Rheinisch-Westfälischen Zement-Verbandes einschl. der Verkaufs-Vereinigung Rheinischer Hochofenzementwerke . . . . . 1578+59=1637 „

c) Im Gebiet des Süddeutschen Zement-Verbandes . . . . . 1603+59=1662 „

Berlin, den 20. Dezember 1919.

Der Reichskommissar für Zement
gez. Lorenz-Mayer.

Beanspruchung einseitig unterstützter Treppen.

Im Oktoberheft des „Armierten Beton" 12. Jahrg. 1919 hat Herr Carl Ritter eine Berechnungsweise für einseitig eingespannte Treppenstufen angegeben, die von der völlig unrichtigen Voraussetzung ausgeht, daß die spannungslose Faserschicht in jeder einzelnen Treppenstufe wagerecht sei.

Diese Voraussetzung hat auch einem im „Zentralblatt der Bauverwaltung" 1913 S. 618 u. ff. erschienenen Aufsatz zugrunde gelegen, der mich damals schon veranlaßte, in einer 1914 S. 517 erschienenen Erwiderung dazu Stellung zu nehmen.

Die einzelnen Stufen einer Treppe werden durch den Fugenverguß zu einer einheitlichen Platte verbunden, deren große Hauptachse in der Richtung der Treppenneigung liegt. Eine vertikale, also schräg zu dieser Platte gerichtete Last muß demnach zunächst in die Richtungen der beiden Hauptschwerachsen zerlegt werden. Die in Richtung der Treppe fallende Komponente erzeugt sehr geringe Beanspruchungen und braucht nicht weiter berücksichtigt zu werden. Die andere, senkrecht zur Treppentafel gerichtete Komponente ist dagegen für die Biegungsbeanspruchung der Treppe maßgebend. Die spannungslose Faserschicht ist eine für alle Treppenstufen gemeinsame in der Treppe liegende schräge Ebene. Die Armierungseisen freitragender Eisenbetontreppen sollten deshalb nicht, wie Herr Ritter vorschlägt, gleichmäßig über die Oberfläche der einzelnen Stufen verteilt sein, sondern am besten an der Vorderkante der Stufen liegen, wo sie den größten Abstand von der spannungslosen Faserschicht haben.

Die Rittersche Voraussetzung wagerechter spannungsloser Faserschichten wäre aber auch dann nicht gerechtfertigt, wenn die einzelnen Stufen durch keinen Fugenverguß miteinander verbunden wären, sondern ganz selbständige Träger darstellen würden. In diesem Falle wären die Hauptschwerachsen des Stufenquerschnittes ebenfalls schräg und die vertikale Kraftrichtung würde mit keiner der beiden Hauptschwerachsen zusammenfallen. Man müßte also zunächst auf bekannte Weise die beiden Hauptschwerachsen bestimmen und die Kraft in 2 entsprechende Komponenten und gegebenenfalls ein Drehmoment zerlegen, woraus sich dann die verschiedenen Randspannungen ermitteln ließen. Die spannungslose Faserschicht wäre die zur Kraftrichtung zugeordnete Schwerachse, die bei solchen dreieckähnlichen Stufenquerschnitten stets schräg liegen wird.

Dipl.-Ing. A. Eggenschwyler.

Deutsche Kabelwerke A.-G., Berlin-Lichtenberg.

Auf dreißig Jahre seines Bestandes sieht dieses im Januar 1890 gegründete Unternehmen nunmehr zurück. Noch heute steht dasselbe unter der Leitung seiner Begründer (S. und B. Hirschmann). Es entwickelte sich unter ihnen zu einem der bedeutendsten Werke unserer Kabelindustrie, dessen Leistungen sich auch im Auslande eines besten Rufes erfreuen.

Berechtigter Schadensersatzanspruch des Unternehmers von Bauarbeiten gegen einen Maurermeister.

(Nachdruck verboten.) rd. Berechtigter Schadensersatzanspruch des Unternehmers von Bauarbeiten gegen einen Maurermeister. Eine Bergwerks-Aktien-Gesellschaft hatte einem Unternehmer die Herstellung von Bauten übertragen. Der Unternehmer betraute mit den Maurerarbeiten einen Maurermeister, der die Arbeiten auf eigene Rechnung zur Ausführung brachte. Diese Maurerarbeiten erwiesen sich als mangelhaft, die von dem Maurermeister vorgenommenen Nachbesserungsarbeiten änderten wenig an dem mangelhaften Zustand, und infolgedessen zog der Unternehmer dem Maurermeister bei der Bezahlung 5000 M. wegen des Minderwertes der Arbeiten ab.

Die Bergwerks-Aktien-Gesellschaft ihrerseits machte dem Unternehmer wegen der Mangelhaftigkeit der Maurerarbeiten keine Abzüge. Hierauf gestützt klagte der Maurermeister gegen den Unternehmer auf Zahlung der streitigen 5000 M., indem er behauptete, sein Gegner habe kein Recht, ihm den fraglichen Abzug zu machen, da jener volle Bezahlung erhalten habe. Der Beklagte habe sich auf seine, des Maurermeisters, Kosten ungerechtfertigt bereichert.

Während die Vorinstanzen dem Maurermeister recht gaben, hat das Reichsgericht dahin erkannt, daß der Unternehmer zu seinem Verhalten gegenüber dem Maurermeister berechtigt gewesen sei. Die Ersatzansprüche, so meinte der höchste Gerichtshof, die innerhalb der vertraglichen Rechtsbeziehungen der Parteien zueinander entstanden sind, dürfen auch nur aus diesen Beziehungen heraus beurteilt werden. Dem beklagten Unternehmer ist auf der einen Seite ein Nachteil entstanden, auf der anderen ein Vorteil erwachsen. Für einen Ausgleich ist kein Raum, denn es ist nicht dasselbe Ereignis, das Vorteil und Nachteil verursacht hat. Der Nachteil ist eine Wirkung der mangelhaften Arbeit des Klägers, der Vorteil eine Folge des entgegenkommenden Verhaltens der Bergwerks-Aktien-Gesellschaft. Von einer Bereicherung des Beklagten auf Kosten des Klägers kann man nicht sprechen; höchstens könnte man sagen, daß der Beklagte auf Kosten der Bergwerks-Aktien-Gesellschaft bereichert sei. Daraus darf aber der Kläger keinerlei Rechte herleiten. (Entscheidung des Reichsgerichts vom 30. Mai 1919.)

Normen für Mauerziegel (Backsteine).

Vom preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten wurden auf Anregung des Verbandes der deutschen Ziegel- und Tonindustrie E. V. (früher Deutscher Tonindustrieverein E. V.) unter Zuziehung einer Reihe von Sachverständigen und im Benehmen mit dem Normen-

ausschuß der deutschen Industrie „Regeln für die Lieferung und Prüfung von Mauerziegeln (Backsteinen)" aufgestellt. In den amtlichen Mitteilungen des „Zentralblattes der Bauverwaltung" vom 3. Januar 1920 sind diese „Regeln" mit Erlaß vom 8. Dezember 1919 vom Minister der öffentlichen Arbeiten bekanntgegeben worden. Sie sind künftig den Ziegellieferungen für die preußischen Staatsbauten zugrunde zu legen.

Um jedoch die Ergebnisse dieser wertvollen Vereinheitlichungsarbeiten für das ganze Reichsgebiet nutzbar zu machen, sind diese „Regeln" in den „Mitteilungen des Normenausschusses der deutschen Industrie" im November 1919, Seite 81, 93 und 94 (Heft 2 der Zeitschrift „Der Betrieb") als Entwurf zu einem Normenblatt (D. I. Norm 105) veröffentlicht worden. Der Wortlaut dieses Normenblattentwurfes deckt sich vollständig mit den obengenannten „Regeln". Die Einspruchsfrist ist bis Ende Februar verlängert worden, weil sowohl vom Landesverband der sächsischen Ziegeleien wie auch vom Versuchs- und Materialprüfungsamt Dresden Einwendungen gegen die „Erläuterungen" erhoben worden sind. Diese Einwendungen auf Grund neuerer versuchstechnischer Erfahrungen richten sich hauptsächlich gegen die Erläuterungen zu Ziffer 5 und 6.

Der Wortlaut des Normenblattentwurfes und der vom Minister der öffentlichen Arbeiten veröffentlichten „Regeln für die Lieferung und Prüfung von Mauerziegeln (Backsteinen)" ist folgender:

1. Begriffsbestimmung.

Als Mauerziegel gelten alle gebrannten Mauersteine, die aus Ton, Lehm oder tonigen Massen zum Teil unter Zusatz von Sand, Quarzbrocken, getrocknetem Tonmehl oder gebranntem Ton geformt sind. Sie müssen die unter 3 geforderten Eigenschaften besitzen.

2. Arten.

Die Mauerziegel werden nach ihrer Druckfestigkeit eingeteilt in:

a) Klinker.
b) Hartbrandziegel.
c) Mauerziegel 1. Klasse.
d) Mauerziegel 2. Klasse.

Gebrannte Ziegel, welche den an die 2. Klasse zu stellenden Anforderungen in bezug auf die Druckfestigkeit nicht entsprechen, dürfen nicht den Namen Mauerziegel führen, sie heißen Schwachbrand.

3. Druckfestigkeit.

Lufttrockene Mauerziegel müssen im Mittel aus 10 Versuchen mindestens folgende Druckfestigkeiten aufweisen:

a) Klinker	350 kg/cm²
b) Hartbrandziegel	250 „
c) Mauerziegel 1. Klasse . . .	150 „
d) Mauerziegel 2. Klasse . .	100 „

4. Gestalt.

Mauerziegel müssen die Gestalt eines rechtwinklig begrenzten Körpers haben und sollen nach dem im Jahre 1872 eingeführten Reichsmaß (Normalform) 25 cm lang, 12 cm breit und 6,5 cm hoch sein. Können diese Abmessungen wegen örtlicher Gewohnheiten oder Sonderheiten des Ziegeltones nicht eingehalten werden, dann sollen Länge, Breite und Höhe annähernd das Verhältnis 4 : 2 : 1 besitzen.

5. Wasseraufnahmefähigkeit.

Die Wasseraufnahmefähigkeit wird wie folgt ermittelt: Mindestens 5 Ziegel werden so lange getrocknet, bis keine Gewichtsabnahme mehr eintritt; alsdann werden sie in reinem Wasser so lange getränkt, bis keine Gewichtszunahme mehr festzustellen ist. Die Gewichtszunahme gegenüber den getrockneten Ziegeln darf höchstens betragen für:

a) Klinker 5 vH,
b) Hartbrandziegel 8 vH.

Für Mauerziegel der 1. und 2. Klasse ist die Wasseraufnahmefähigkeit in der Höhe nicht beschränkt. Sie soll bei den Ziegeln für Wohngebäude in der Regel nicht unter 8 vH herabgehen.

6. Frostbeständigkeit.

Klinker, Hartbrandziegel und die als Verblender oder Vormauerungsziegel in den Handel gebrachten Mauerziegel der 1. und 2. Klasse müssen frostbeständig sein, d. h. sie dürfen bei vorschriftsmäßiger Frostprobe keine Absplitterung zeigen.

Erläuterungen.

Zu 2: Die Mauerziegel bedürfen einer Klasseneinteilung, damit bestimmte Unterscheidungsmerkmale und Wertmesser für die verschiedenen Gattungen der Ziegel geschaffen werden, die für die Erzeuger und die Abnehmer gleich wichtig sind.

Weil Form und Größe der in den Handel kommenden Mauerziegel außerordentlich vielseitig, nach Landessitte und Gewohnheit, teilweise auch nach dem Verwendungszweck wechselnd sind, andererseits das Gewicht nicht nur von Rohstoff und Brenngrad, sondern auch von der Größe abhängig ist, und endlich die Beschaffenheit der Flächen und Kanten, die Güte der zur Herstellung verwendeten Rohstoffe, Aufbereitung, Brenngrad und Klang sich nur schwierig oder doch nicht hinreichend zuverlässig feststellen lassen, so erscheinen diese Eigenschaften nicht geeignet, um als Merkmale für die Klasseneinteilung zu dienen. Als allgemein zutreffendes Unterscheidungsmerkmal konnte deshalb nur die Druckfestigkeit gewählt werden, die nicht nur eine an sich wichtige Eigenschaft der Ziegel, sondern auch einen Maßstab für deren sonstige Beschaffenheit darstellt und jederzeit leicht nachprüfbar ist.

Schwachbrand ist in diesen Regeln erwähnt worden, weil er bei sonst ausreichender Beschaffenheit in Fällen, in denen nur geringer Druck auszuhalten ist und Auswitterungen nicht zu befürchten sind, unter Umständen zweckmäßig und vorteilhaft verwendet werden kann.

Zu 3: Die angegebenen Werte stützen sich auf die bei zahlreichen Prüfungen gesammelten langjährigen Erfahrungen und Versuchsergebnisse. Für die Beurteilung der Werte muß man sich vergegenwärtigen, daß die Festigkeit von Kalkmörtelmauerwerk wesentlich kleiner ist als die nach dem nachstehend angegebenen einfachen Verfahren bestimmte Druckfestigkeit der Mauerziegel. Als Maß der Druckfestigkeit dient der Mittelwert aus der Prüfung von mindestens 10 Ziegeln gleicher Art, die in der üblichen Weise geprüft sind. Zum Zwecke der Prüfung werden die Ziegel durch Zersägen in zwei Hälften geschnitten, die Hälften mit fettem Zementmörtel aufeinandergemauert und die der Mauerfuge parallelen Druckflächen des Körpers mit ebensolchem Mörtel abgeglichen. Den Abgleichschichten und der Fuge muß bis zur Prüfung ausreichende Zeit zur Erhärtung und zum Austrocknen gelassen werden. Zu schnelle (künstliche) Trocknung ist schädlich und veranlaßt häufig Rissigwerden, Verziehen oder Abblättern der Abgleichschichten. In jeder Reihe darf von den Klinkern keiner unter 300 kg/cm², von den Hartbrandziegeln keiner unter 200 kg/cm², von den Mauerziegeln 1. Klasse keiner unter 120 kg/cm² und von den Mauerziegeln 2. Klasse keiner unter 90 kg/cm² Druckfestigkeit aufweisen. Die Auswahl der Probeziegel ist so zu treffen, daß sie den Durchschnitt der Lieferung darstellen. Da die Ziegel beim Brennen schwinden, so entspricht dem Durchschnittsbrand auch eine mittlere Größe. Mittelgroße Ziegel werden daher im allgemeinen auch eine mittlere Festigkeit besitzen und sich somit besonders zu Proben eignen.

Zu 5: Für Klinker und Hartbrandziegel ist die Feststellung eines zulässigen Höchstwertes der Wasseraufnahmefähigkeit notwendig, weil für gewisse Bauzwecke Undurchlässigkeit gegen Wasser gefordert werden muß.

Für Mauerziegel 1. und 2. Klasse ist im allgemeinen lediglich eine tunlichst hohe Festigkeit erwünscht ohne Beeinträchtigung der Wasseraufnahmefähigkeit, die für den Luftausgleich in den Wohnräumen und für das Haften des Kalkmörtels notwendig ist.

Zu 6: Zum Zwecke der Prüfung auf Frostbeständigkeit werden je 10 Ziegel mit Wasser getränkt, in einer mindestens ½ m³ Luftraum umschließenden Grube oder in einem entsprechend großen Kasten 25 mal der Frostwirkung bei mindestens — 4° C vier Stunden lang ausgesetzt und nach jedesmaligem Gefrieren in Wasser von Zimmerwärme wieder aufgetaut.

Aufgestellt sind diese Prüfvorschriften im preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten auf Anregung des Verbandes der deutschen Ziegel- und Tonindustrie E. V. (bisher Deutscher Tonindustrie-Verein E. V.) unter Hinzuziehung der Interessenten.

Baustoffpreise ab Januar 1920.

Weitere Erhöhung der Zementpreise.

Eine Bekanntmachung des Reichskommissars für Zement vom 3. Januar 1920 besagt:

„Infolge der mit Wirkung vom 1. Januar 1920 festgesetzten weiteren Kohlenpreiserhöhung werden die durch Bekanntmachung des Reichskommissars für Zement vom 20. Dezember 1919 für 10 000 Kilogramm Zement ab Werk ohne Verpackung festgesetzten Preise vom 1. Januar 1920 ab bis auf weiteres um 122 Mark für 10 000 Kilogramm erhöht.

Vom 1. Januar 1920 ab gelten somit folgende Zementhöchstpreise:

A. Für Lieferungen an die Heeresverwaltung zu Bauten an der Front und an die Staatsverwaltung für Staatsbauten im Gebiete sämtlicher deutscher Zementverbände . . .	1592 + 122 = 1714 M.
B. Für Lieferungen an alle sonstigen Zementabnehmer:	
a) Im Gebiete des Norddeutschen Zementverbandes	1662 + 122 = 1784 „
b) Im Gebiet des Rheinisch-Westfälischen Zementverbandes einschließl. der Verkaufsvereinigung Rheinischer Hochofenzementwerke	1637 + 122 = 1759 „
c) Im Gebiet des Süddeutschen Zementverbandes	1662 + 122 = 1784 „ „

Weitere Erhöhung der Roheisenpreise.

Vom Roheisenverband sind nach Genehmigung durch das Reichswirtschaftsministerium ab 8. Januar folgende Grundpreise ab Werk für 1000 kg festgesetzt worden:

Hämatit	1718,50 M.
Gießerei-Roheisen I	1324,50 „
Gießerei-Roheisen III	1323,50 „
Siegerländer Stahleisen	977,00 „
Spiegeleisen (10—12% Mn)	1047,00 „
Bessemer	1718,50 „
Siegerländer Qualitäts-Puddeleisen	977,50 „

Zusammenschluß der Holzbauindustrie.

Angeregt durch die führenden Männer der Holzindustrie haben sich die drei Verbände des deutschen Holzbaugewerbes:

1. Holzbau-Industriellen-Verband (H. I. V.);
2. Ostdeutsche Holzbau-Arbeitsgemeinschaft (Ohag),
3. Verband für freitragende Holzkonstruktionen

zu einem Dachverband unter dem Namen „Deutscher Holzbau-Verein" zusammengeschlossen, dessen Tätigkeit sich zunächst auf zwei Hauptaufgaben erstrecken wird,

a) auf die Pflege der wissenschaftlichen Tätigkeit für den deutschen Holzbau:
b) auf das Eintreten als Gesamtorgan der deutschen Holzbauindustrie bei allen Gelegenheiten, bei denen es von Belang ist, die Holzbauindustrie als geschlossenes Ganzes wirken zu lassen, besonders Reichs-, Staats- und städtischen Behörden und der Öffentlichkeit gegenüber.

Die Geschäftsstelle des „Deutschen Holzbau-Vereins" befindet sich im Ingenieurhaus, Berlin NW. 7, Sommerstr. 4 a.

Wie ist gekaufter Zement zu prüfen?

(Entscheidung des Reichsger. vom 8. Juli 1919.)

Kläger hatte Portlandzement gekauft, um ihn bei einem Brückenbau zu verwenden. Die Brücke stürzte nach Fertigstellung ein, und nun verlangte der Kläger vom Beklagten, dem Zementverkäufer, Ersatz des ihm entstandenen Schadens.

Das Gericht vernahm als Sachverständigen den Leiter einer Portlandzementfabrik, und dieser erklärte, der Kläger sei verpflichtet gewesen, mit dem Zement die sogenannte Geigenprobe zu machen: durch diese Probe, welche sieben Tage dauere, ergebe sich, ob die Druckfestigkeit des Materials hinreichend sei.

Auf Grund dieses Gutachtens hatten die Vorinstanzen die Klage abgewiesen.

Zu einer dem Kläger günstigeren Auffassung gelangte das Reichsgericht. Der Käufer — so heißt es in den Gründen — hat ja nicht die gesetzliche Pflicht zur Untersuchung der Ware, sondern lediglich die Pflicht der rechtzeitigen Anzeige der Mängel. Allerdings ist es häufig erforderlich, eine Untersuchung der Ware vorzunehmen, um die Mängel festzustellen; es fragt sich nur, in welchem Umfange eine solche Pflicht des Käufers besteht. Dabei ist zu berücksichtigen, daß an den Käufer keine Anforderungen in dieser Richtung zu stellen sind, die eine unbillige Zumutung enthalten, ihn z. B. mit übermäßigen Kosten belasten oder ihn in unbilliger Weise in der Verfügung über die Ware behindern würden. Im einzelnen sind Art und Umfang der Untersuchung nach der objektiven Sachlage, unter Berücksichtigung der allgemeinen Verkehrsanschauungen zu bestimmen.

Was den vorliegenden Fall betrifft, so sprechen die Lieferungsbedingungen des Vereins deutscher Portlandzement-Fabrikanten nur von der hier nicht in Betracht kommenden Prüfung des Zements mittels der auf einfache Weise auszuführenden Kuchenprobe. Die Normen dieses Vereins erwähnen wohl eine siebentägige Prüfung des Zements auf Zugfestigkeit, erklären jedoch hinsichtlich der Druckfestigkeit die 28-tägige sogenannte Würfelprobe für allein entscheidend. Sonach steht nicht einmal fest, welche rechtliche Bedeutung auch nur der eine Teil der Interessenten, die Fabrikanten und Verkäufer, der Geigenprobe beilegt.

Nun kann aber keinesfalls, wenn ein Gegensatz der Interessen des Verkäufers und des Käufers besteht, die erwähnte Auffassung des einen Interessentenkreises darüber entscheiden, ob eine Untersuchung nach ordnungsmäßigem Geschäftsgange tunlich ist. Nur die Auffassung des gesamten Verkehrs kann maßgebend sein. Es kann daher auch die Vernehmung eines Sachverständigen nur aus dem einen Kreise der Beteiligten nicht genügen, sondern es muß auch ein Gutachten aus dem Kreise der Käufer eingeholt werden, um so mehr, als der Kläger behauptet, daß die Probe, welche der vernommene Sachverständige fordert, auf Baustellen überhaupt nicht üblich sei und auch nur im Materialprüfungsamte vorgenommen werden könne.

Aus diesen Gründen war das Urteil aufzuheben und die Sache in die Vorinstanz zurückzuverweisen. rd.

Berufung.

Herr G. Kapsch, bisher Oberingenieur der Firma Gesellschaft Haarkort, Duisburg, hat einen Ruf als ord. Professor von der Technischen Hochschule in Graz erhalten und angenommen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. XII. 1919.

Kl. 20 i, Gr. 15. K 69 575. Friedrich Klusmann, Lehrte, Hannover Bahnhofstr. 31. Vorrichtung zum Einstellen der Straßenbahnweichen. 21. VII. 19.

Kl. 20 i, Gr. 36. W 50 223. Wilhelmshütte A.-G. Maschinenbau und Eisengießerei, Altwasser, Schlesien. Blockschalteranlage für selbsttätige elektromagnetische Teilstreckenblockung und -entblockung. 29. XII. 17.

Kl. 35 b, Gr. 1. B 88 614. Gebrüder Burgdorf, Altona. Krananlage, insbesondere zur Bedienung von Stapelplätzen. 28. II. 19.

Kl. 35 b, Gr. 1. G 46 889. Gesellschaft für Förderanlagen, Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Kabelkran für Hellinge u. dergl. 12. VII. 18.

Kl. 37 a, Gr. 1. Sch 53 130. Martin Schlenzig, Berlin-Wilmersdorf, Bruchsaler Str. 16. Vierseitig unterstützte Holzbalkendecke 24. V. 18.

Kl. 37 f, Gr. 7. M 64 165. Dr.-Ing. Karl Mautner. Düsseldorf, Immermannstr. 66. Bauweise zur Verhütung von Rissebildungen bei Bauten im Bergbausenkungsgebiet. 19. X. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 15. XII. 1919.

Kl. 20 a, Gr. 12. M 64 411. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. Nürnberg. Sicherungsvorrichtung gegen das Entgleisen von Hängebahnwagen. 5. XII. 18.

Kl. 84 c, Gr. 2. B 85 214. Heinrich Bindschädler, Zürich. Vertreter: Ad. Pieper, Patentanwalt, Essen, Ruhr. Stampfer zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton. 19. XII. 17.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. XII. 1919.

Kl. 19 a, Gr. 30. W 52 349. Paul Weller, Leipzig-Schleußig, Rochlitzstr. 17. Druckluftschwellenstopfer. 3. IV. 19.

Kl. 35 a, Gr. 1. K 68 994. Adolf Küppers, Cöln-Klettenberg, Petersbergstr. 62. Schrägaufzug zum Begichten von Hochöfen. 9. X. 18.

Kl. 80 a, Gr. 48. S. 48 685. Rudolf Seidel, Wien. Vertreter: Dr. Haußknecht, Patentanwalt Berlin W 57. Verfahren zur Herstellung von Balken. 23. VII. 18. Österreichische Priorität vom 3. VI. 18.

Kl. 80 b, Gr. 19. T 22 159. Hermann Thiede. Kyritz, Ostprignitz Verfahren zur Herstellung von verputzfähigen Gipsplatten und -dielen. 22. VII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. XII. 1919.

Kl. 19 a, Gr. 28. H 77 185. Wilhelm Hempel, Essen-Huttrop. Gleis hebebock mit einem von einer Schraubenspindel beeinflußten drehbaren Doppelhebel. 27. V. 19.

Kl. 20 i, Gr. 35. S 50 541. Reinhold Christian Seidel, Sünching, Oberpfalz. Notsignlavorrichtung zur Verhütung des Überfahrens des Haltsignals. 10. VII. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 15. XII. 1919.

Kl. 19 b, Gr. 4. 314 353. Donald Elder, Onchunga, Auckland, Neuseeland. Vertreter: Dr.-Ing. F. Friedmann, Patentanwalt, Berlin SW 68. Spritzvorrichtung zum Besprengen von Straßen, Gärten u. dergl. 17. III. 14. E 20 245.

Kl. 19 f, Gr. 2. 318 354. Wilhelm Hebsacker, Heilbronn a. N., Sichererstr. 41. Erdbohrmaschine für Tunnel-, Stollen- und Kanalbau. 6. VI. 18. H 74 510.

Kl. 20 g, Gr. 1. 318 386. Maschinenfabrik J. E. Christoph A.-G., Niesky O.-L. Drehscheibe mit tragendem Königstuhl und zweiteiligem Hauptträger. Zusatz zu Patent 317 168. 2. III. 18. M 62 726.

Kl. 20 i, Gr. 11. 318 330. Siemens und Halske A.-G. Siemensstadt bei Berlin. Mehrflügeliges Signal. 31. VII. 18. S 48 722.

Kl. 35 a, Gr. 4. 318 285. Bayr. Bergärar, vertreten durch die Generaldirektion der Berg- Hütten- und Salzwerke, München. Aufzug, insbesondere für Bauzwecke. 10. IX. 16. K 62 945.

Kl. 80 a, Gr. 46. 318 375. Wilhelm Mittelmann, Siegen i. W. Form zur Herstellung mehrerer Baukörper in einem Block 1. III. 18. M 62 719.

Kl. 84 c, Gr. 5. 318 284. Siemens & Halske A.-G. Siemensstadt bei Berlin. Verfahren zum Einbauen einer wasserdichten Decke für Unterpflastertunnel. 15. I. 14. S 41 103.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. XII. 1919.

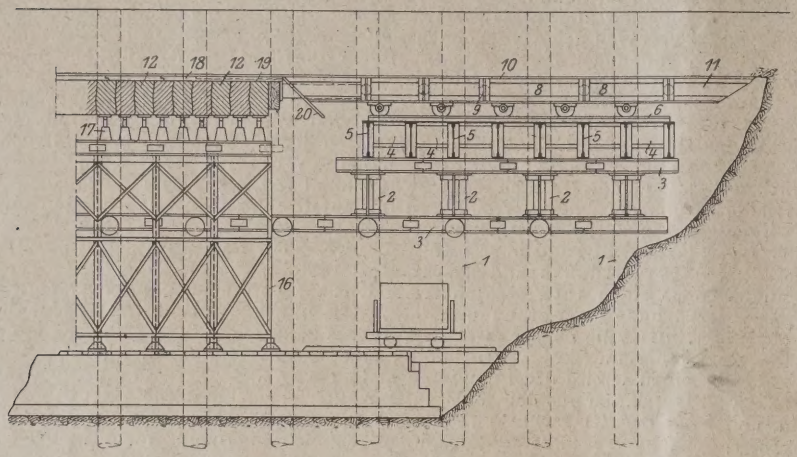
Kl. 5 d, Gr. 5. 318 571. Anton Knobloch, Bukowitz, Böhmen, Vertreter: Dipl.-Ing. R. Fischer, Patentanwalt, Berlin SW 47. Kastentransportvorrichtung für Bergbauzwecke

und Tunnelbau oder andere Abbaumethoden. 19. II. 18. K 67 566.

Kl. 20 a, Gr. 1. 318 621. Allgemeine Elektricitätsgesellschaft, Berlin. Gleisanordnung für Bahnhöfe. 11. III. 19. A 31 530.

C. Auszüge aus Patentschriften.

Kl. 84 c, Gr. 5. 318 284. Siemens & Halske A.-G. in Siemensstadt b. Berlin. Verfahren zum Einbauen einer wasserdichten Decke für Unterpflastertunnel. Patentiert im Deutschen Reiche vom 15. I. 1914 ab.



Die Erfindung betrifft ein Verfahren zum Einbauen einer wasserdichten Decke für Unterpflastertunnel bei Schildvortrieb. Das Neue besteht darin, daß unter dem Schutze des Schwanzendes des wagerechten Vortreibschildes zunächst eine aus Brettern, Blechen, Stegzementdielen oder ähnlichen Mitteln bestehende Unterlage hergestellt wird, die einerseits an den bereits verlegten Teilen der Auskleidung befestigt, anderseits am Schwanzende des Schildes aufgehängt wird. An diese Unterlage wird die Deckendichtung geklebt und schließlich die endgültige Decke eingebaut.

In der Abb. ist das Verfahren für den Einbau einer Decke unter dem Schutz des Schwanzendes eines wagerechten Vortreibschildes dargestellt.

1 sind die Pfähle mit daran sitzenden Kragarmen 2 und darauf gelagerten Längsträgern 3; auf ihnen ruht ein aus Längsträgern 4 und Querträgern 5 gebildeter Hilfsrost, der die Fahrschienen 6 trägt. Auf diese stützt sich mittels Rollen der aus Längsträgern 8, Querträgern 9 und einer Deckplatte 10 bestehende Schild.

Unter dem Schutz des Schwanzendes des Vortreibschildes wird zunächst eine aus Stegzementdielen 18 bestehende Unterlage eingebaut, indem die Dielen hinten durch Fälzung oder Spundung mit Feder und Nut in bereits verlegte Dielen eingreifen und mit ihrem vorderen Ende durch eine besondere Vorrichtung am Schwanzende des Schildes aufgehängt werden. An diese Dielen 18 wird alsdann die Deckendichtung 19 geklebt; erforderlichenfalls wird nach Einbringen entsprechender Schutzschichten auch die Ecke und ein Teil der Seitendichtung hergestellt. Schließlich wird die aus einzelnen Betonbalken 12 bestehende endgültige Decke eingebaut.

In der Zeichnung sind die Deckenbalken mittels Schraubentöpfen 17 auf einem Hilfsgerüst 16 gelagert. Sie können auch mittels Schraubentöpfen unter Vermittlung der Kragarme 2 auf die Pfähle 1 gestützt werden. An Stelle der Schraubentöpfe können ferner auch Keile o. dgl. verwendet werden.

Da beim Vorrücken des Schildes über den Dielen 18 hinter dem Schwanzende des Schildes ein Hohlraum bleibt, ist es zweckmäßig, diesen durch Einspritzen von Zementbrei oder einem anderen Stoff zu füllen. Hierzu dienen besondere Rohre 20, die fest mit dem Schild verbunden sind und sich in Aussparungen der Dielen 18 bewegen. Um die Verteilung des Zementbreies zu erleichtern, können mehrere gleichlaufende Aussparungen an den Dielen angebracht sein.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Wandkalender Deutscher Ingenieure. Herausgegeben von Prof. Rohen, Chemnitz. Verlag Vogler & Seiler G. m. b. H., Chemnitz. Preis M. 10.—.

In der Form des bekannten Geographisch-historischen Kalenders von Meyer oder des Kalendes Kunst und Leben tritt mit dem Jahre 1920 ein technischer Kalender auf, der nicht minder zur Einführung des Außenstehenden in die Welt des Ingenieurs, als zur Erschließung der Berufs-Nachbargebiete für den speziellen Fachmann geeignet ist. Jedes Blatt (Format 18 × 26) gilt für 1—3 Tage und enthält ein Bild sowie eine knapp gefaßte, allgemein verständliche Beschreibung hierzu, wichtige Daten aus der Geschichte der Physik und der Technik in großer Menge (Ergänzungen wären hier allerdings noch möglich) sowie meist auch einen für das Leben und Schaffen des Ingenieurs wertvollen, gut gewählten Spruch. Beispielsweise befaßt sich Arthur Fürst mit der Erfindung des Fernsprechers durch Reis, Santz-Berlin mit der Organisation der Arbeiten des Normenausschusses der deutschen Industrie, Kleinlogel behandelt Wesen und Anwendungen des Eisenbetonbaues, Foerster-Dresden führt einige hervorragende Brückenbauwerke vor. Von der Funkenphotographie, vom Förderwesen im Bergbau, vom Waschen der Wolle, von der artilleristischen Technik, von künstlerischen Werken des Hochbaues, von Maschinen- und Elektrotechnik, von Eisenbahnbau und -betrieb, vom Eisenbau, von Meliorationen usw. usw. erscheinen im Laufe des Jahres in bunter Reihe Bilder und Beschreibungen aus berufenster Feder, denn allenthalben kommen bedeutende Fachleute zu Worte. Jeder, der dem Kalender die ihm gebührende Beachtung schenkt, wird am Schlusse des Jahres fühlen, daß er seine Kenntnisse über das weite Gebiet der Technik vermehrt, vor allem aber seinen Blick erweitert hat. Darum ist dem Kalender ausgedehnteste Verbreitung zu wünschen, die der allerdings ziemlich ansehnliche Preis nicht verhindern sollte.

Dr. Kunze-Dresden.

H. Schlüter, Eisenbetonbau, Rahmen und Gewölbe. Ein ausführliches Lehrbuch der praktischen Statik einfacher und mehrstieliger Rahmen auf dem Grundsatz der virtuellen Arbeit nebst einem Anhang über die Elemente der Einflußlinienlehre für vollwandige Träger. II. Auflage, Verlag von Hermann Meußer, Berlin.

Das im Jahre 1913 in 1. Auflage erschienene Buch, das sich besonders bei lernenden Ingenieuren rasch viele Freunde erworben hat, ist nunmehr in 2. Auflage erschienen. Es ist ergänzt durch die Abschnitte: Beliebig gelagerter einfacher Rahmen. Mehrstielige Gelenkrahmen mit Pendelstützen. Mehrstielige Gelenkrahmen mit steif angeschlossenen Stützen. Eingespannte mehrstielige Rahmen. Allgemeinere Fassung der Elastizitätsbedingungen. Höhere Grade statischer Unbestimmtheit und ihr praktischer Wert. Außerdem sind einige der früheren Abschnitte neu bearbeitet und erweitert. Der der 1. Auflage beigegebene Anhang über die Elemente der höheren Mathematik für den Bedarf des Statikers ist in der 2. Auflage nicht mehr enthalten, da er inzwischen als selbständiges Buch erschienen ist. Auch die in der 1. Auflage enthaltene zeichnerische Ermittelung der Formänderungen ist aus der 2. Auflage herausgenommen und wird gesondert erscheinen.

Dem Grundsatz, eine mechanische Anwendung unverstandener Formeln zu verhindern, dem Forschenden das Verständnis für die schwierigeren Aufgaben durch eine sichere Beherrschung der in Frage kommenden Gesetze zu eröffnen, ist der Verfasser auch in der 2. Auflage seines Buches treu geblieben. Die Sprache ist klar, der Stoff übersichtlich und verständlich geordnet und wiedergegeben. Das Buch ist daher für den lernenden und vorwärtsstrebenden Ingenieur besonders geeignet und wird ihm ein willkommener Wegweiser und Helfer sein.

W. P.

Wasserkraftanlagen. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Th. Rümelin in München. Zweite Auflage. Berlin und Leipzig, G. J. Göschensche Verlagsbuchhandlung G. m. b. H. 1919.

Der große und vielgestaltige Stoff ist in dem knappen Raum von drei Göschen-Bändchen (Nr. 665 bis 667) behandelt. Im Bändchen I, Beschreibung, werden nach einer allgemeinen Einführung die Einteilung und die Einzelbestandteile der Wasserkraftanlagen behandelt. Bändchen II, Gewinnung der Wasserkraft, umfaßt die in Frage kommenden hydraulischen und wirtschaftlichen Berechnungen nebst Erläuterung von Einzelheiten an ausgeführten Beispielen. Das Schlußbändchen III, Bau und Betrieb, bringt das Notwendigste über die bauliche Herstellung, die Abnahmemessungen und den Betrieb der Wasserkraftanlagen. Der bekannte Verfasser hat es, gestützt auf seine eigenen reichen Erfahrungen, verstanden, den schwierigen Stoff so zu behandeln, daß jeder Beteiligte, sei er nun Ingenieur, Gewerbetreibender, Verwaltungsbeamter oder Bankmann, das für ihn Wissenswerte unmittelbar oder mittelbar durch Hinweise auf Schriftwerke findet. Eine neue Auflage würde durch eine Verdeutschung sehr vieler vermeidbarer Fremdwörter nur gewinnen. Die Berechnung der Streichwehre im II. Bändchen bedarf einer Berichtigung nach meiner Formel. Das Werk verdient die wärmste Empfehlung. Es bildet eine Zierde der vortrefflichen Sammlung Göschen.

H. Engels.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W 9.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang 28. Februar 1920 Heft 4

GEHEIMER BAURAT THEODOR KOEHN †.

Vollkommen unerwartet verstarb Ende Januar auf einer Reise nach Mailand der Geheime Baurat Theodor Koehn, ein hervorragender Bauingenieur, ein glänzender Vertreter seines Standes, ein weitschauender Verwaltungsbeamter, ein von allen denen, die ihm beruflich oder als Mensch nahe treten durften, hochgeschätzter Fachkollege und Freund.

Geboren am 18. September 1857 in dem architektonisch und landschaftlich gleich hervorragenden Neubrandenburg, besuchte Theodor Koehn das Gymnasium seiner Vaterstadt, und man geht in der Folgerung nicht fehl, daß all die Schönheit der Umwelt, die hier die stete Begleiterin seiner Jugend war, ihm, der von Natur aus soviel Freude und hohes Verständnis am wahrhaft Schönen besaß, jene ideale Lebensauffassung, jenes sonnige Wesen mitgeschaffen hat, die den Heimgegangenen heraushoben und den seltenen Zauber seiner Person bedingten. Nach Ablegung der Reifeprüfung studierte Koehn in den Jahren 1876—80 an der Kgl. Bauakademie zu Berlin, legte 1881 seine Regierungsbauführerprüfung, 1885 sein Regierungsbaumeisterexamen ab. — Bereits im Jahre 1888 — also erst 31 Jahre alt — wurde Koehn zum Stadtbaurat von Charlottenburg gewählt und ihm hier die Leitung des Tiefbauamts mit all den vielgestaltigen und umfassenden Aufgaben übertragen, welche in dem damals noch verhältnismäßig kleinen Charlottenburg zu leisten waren, um seinen Aufstieg zur Großstadt vorzubereiten und es in die Reihe der technisch mustergültig geleisteten Großstädte einzureihen. Was Theodor Koehn hier geleistet, ist festgelegt in dem geschichtlichen Werdegang Charlottenburgs. Gemeinsam mit seinem genialen und weitblickenden Mitarbeiter und späteren Nachfolger August Bredtschneider schuf hier Koehn die städtische Kanalisation, die als Gesamtentwurf wie auch in allen ihren Einzelheiten als eine glänzende, vorbildliche Ingenieurleistung der damaligen Zeit anzusprechen ist, erweiterte das Wasserwerk und legte alle die Grundlinien für den Großstadtverkehr und die Bebauungspläne der Stadt fest, auf denen die Gemeinde aufbauend, in den kommenden Jahrzehnten ihre so überaus glanzvolle Entwicklung zu einer wahrhaft schönen und vornehmen Großstadt vollziehen konnte. Und wenn einmal in späteren Tagen die Entwicklung Charlottenburgs geschichtlich gewertet werden wird, so wird gerade die Zeit von 1885—1895 als die sich erweisen, in der unter Führung des damaligen weitschauenden Oberbürgermeisters Fritsche vorwiegend durch Koehn und seine Mitarbeiter die Grundlage für das beispiellose Emporblühen Charlottenburgs gelegt wurde. Deshalb sollte auch Theodor Koehns Name und Bild eine dauernde Verewigung an der Stätte seines kraftvollen Wirkens finden!

Die ausgesprochene Fähigkeit Koehns, technische Arbeit im großen zu organisieren und hierdurch für Land und Volk hohe wirtschaftliche Werte zu schaffen, veranlaßte ihn, nachdem er alle die Grundlagen für die weitere Entwicklung Charlottenburgs geschaffen und für die Zukunft deren Richtlinien festgelegt hatte, sich der technischen Großindustrie zuzuwenden; so finden wir ihn vom Jahre 1893 an als Direktor der Union-Elektrizitätsgesellschaft, einer Tochtergesellschaft von Ludwig Loewe, 1897 als Vorstandsmitglied der Firma Schuckert und Direktor der Continentalen Gesellschaft für elektrische Unternehmungen in Nürnberg, wohin er auch seinen Wohnsitz verlegt. Hier sind es bedeutsame Aufgaben, die er zu lösen hat. Namentlich bildet der Bau der Straßenbahnen in vielen Städten, der Ausbau von Wasserkräften innerhalb wie außerhalb des Reiches seine Hauptaufgabe. Nach seinen generellen Entwürfen und unter seiner Oberleitung entstehen in dieser Zeit u. a. die Kraftübertragungsanlage bei Marbach, in Vizzola bei Mailand — seinerzeit die größte Wasserkraftanlage Europas — bei Turbigo in Morbegne — ebenfalls in Oberitalien — u. viele andere mehr, alles hervorragende Ingenieurleistungen, die auch zu ihrem Teile dazu beigetragen haben, deutschem Ingenieurkönnen im Auslande die ihm zustehende Anerkennung zu erringen. Und auch hier überwindet wieder Theodor Koehns alle Schwierigkeiten siegreich zwingende Persönlichkeit und Sachkenntnis alle die oft nicht geringen Hindernisse, die sich der Aus- und Durchführung seiner Entwürfe entgegenstellen.

Nach der Fusion der großen elektrischen Firmen durch Bildung des Siemens-Schuckert-Konzerns kehrte Koehn nach Berlin zurück. Aufbauend auf seinen reichen praktischen Erfahrungen ließ er sich hier als Zivilingenieur nieder, benutzte aber zugleich die ihm verbleibende freie Zeit, um auch schriftstellerisch für sein Fach zu wirken und seine Arbeitserfahrungen und Gedanken dem weiteren Kreise der Fachgenossen zur Verfügung zu stellen. Band 13 des Handbuches der Ingenieurwissenschaften, in dem Koehn den Ausbau der Wasserkräfte als erster Sachverständiger behandelt, seine Kapitel über Entwässerung und Wasserversorgung der Städte im Taschenbuch für Bauingenieure sind Zeugen nicht nur seines reichen Könnens und Wissens, sondern auch seines literarischen Geschickes und werden den Namen ihres Verfassers festhalten für spätere Zeiten.

Aber auch für allgemeine Fragen des Faches und für die Verpflichtung des Einzelnen, der Allgemeinheit mit allen seinen Kräften zu dienen, hatte Theodor Koehn volles und warmes Verständnis. Als im Jahre 1894 der Plan auftauchte, in Berlin eine Weltausstellung zu schaffen, da war es sein genialer Plan, jene Anlage an den Lietzensee in Charlottenburg zu verlegen, und sie nach dem Grunewald bis zum Ufer des Wannsees auszudehnen, der in Verbindung mit den Architekturschöpfungen Cremers und Wolffensteins, ihm den ersten Preis

errang. In gleicher Weise war Koehn ein eifriger und erfolgreicher Vertreter seines Standes. Wo er nur immer konnte, trat er — ein ausgezeichneter Beherrscher des freien Wortes — vorbildlich für die Hebung des Ingenieurstandes ein, keine Arbeit scheute er, wenn es galt im Verbande der Deutschen Architekten- und Ingenieurvereine wie in Einzelkommissionen und vor einem allgemeinen Forum für die Gleichstellung der Ingenieure mit den andern akademischen Berufen sein gewichtiges Wort in die Wagschale zu werfen. In den Jahren 1912—14 war Koehn Vorsitzender des Berliner Architekten-Vereins, in seiner Wohngemeinde Berlin-Grunewald gehörte er der Gemeindevertretung, dem Kirchenrat an, stand in gleicher Weise auch in den ihm nahestehenden politischen Vereinigungen und Verbänden an führender Stelle.

Als der Weltkrieg begann, litt es den ehemaligen Hauptmann im II. Garderegiment nicht mehr trotz seiner 57 Jahre in der Heimat. Als Bahnhofskommandant fand er zunächst in Maubeuge und Chauny, später als Major beim Generalgouvernement Warschau Verwendung. Hier wurde ihm in weiterer Folge — seinen technischen Fähigkeiten endlich Rechnung tragend — die Stellung als Chef der Strombauabteilung übertragen. Der Wiederaufbau der Poniatowskibrücke und mehrerer anderer großen Weichselbrücken, Stromregulierungsarbeiten an der Weichsel u. a. m. fielen hier in sein Arbeitsgebiet.

Für alle Fachgenossen, die Koehn kannten, war es eine besondere Freude, daß seine hohen Verdienste, die er sich in jahrzehntelanger Ingenieurarbeit erworben, im Jahre 1916 durch die Verleihung des Charakters als Geheimer Baurat die langverdiente Anerkennung auch der Leiter des Staates fanden.

Der Heimgang Theodor Koehns gerade in der Jetztzeit ist ein schwerer Verlust für die deutsche Technik. Aufrecht und zielbewußt, von bezaubernder Liebenswürdigkeit, weitschauend in allen seinen Maßnahmen und Ratschlägen hätte er gerade in der jetzigen schweren Zeit des Wiederaufbaus unserem Volke wie unserem Fache ein hochgemuter tatkräftiger Führer sein können. Nun ist er uns genommen und es bleibt uns nur die Erinnerung an ihn, ein Gedenken das die Treue auch ihm halten soll, die er stets seinem Fache und seiner Lebensarbeit gehalten hat. So möge denn bestehen bleiben das leuchtende Vorbild, das er jeden deutschen Ingenieur gegeben.

Dr. M. Foerster.

NEUE KUPPELBAUKONSTRUKTIONEN.

Von Oberingenieur Hans Badstein, Berlin.

Die nachstehend beschriebenen beiden großen Eisenkuppelbauten dürften wegen ihrer Eigenart besondere Beachtung verdienen.

Die Veröffentlichung dieses Aufsatzes wurde durch den Krieg verzögert; beide Kuppelbauten wurden bereits vor dem Kriege errichtet.

1. Kuppel auf dem Neubau der Orientalischen Tabak- und Zigarettenfabrik „Yenidze", Dresden.

Allgemeines: Der ganz im orientalischen Stil ausgeführte Industriebau (Architekt Dr.-Ing. M. Hammitzsch) besitzt eine hoch über das Dach hinausragende eiserne Kuppel, (Abb. 1).

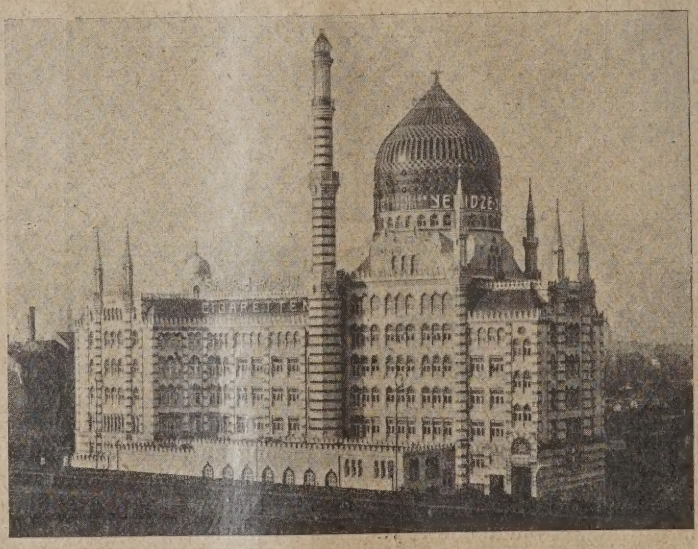


Abb. 1.

Beim Entwurf der Kuppelkonstruktion waren folgende Punkte zu berücksichtigen:

Die auch Reklamezwecken dienende Kuppel sollte eine Eindeckung von starkem mehrfarbigem Glas in marmorierter Form erhalten. Bei eintretender Dunkelheit wird die Kuppel durch Scheinwerfer-Bogenlampen beleuchtet. Verlangt war nun, daß die Konstruktion durch die große Lichtquelle keine Schatten in die bunte Glasfläche warf. Daß dieser Bedingung durch die Eisenkonstruktion Genüge geleistet werden konnte, zeigte sich bei der Inbetriebsetzung.

Sonst hatte die Kuppel keine besonderen Belastungen auszuhalten, nur die aus Eigengewicht, Eindeckung, Schnee und Wind sich ergebenden Kräfte waren zu berücksichtigen.

Die Konstruktion: Der Durchmesser der Kuppel beträgt bei rd. 20 m Höhe rd. 18 m. Der Unterbau zur Aufnahme der Kuppelkräfte besteht aus 8, durch einen Ring verbundene Betonsäulen, welche außerdem noch durch den Kuppelfußboden gegenseitig verspannt sind. Die Kuppel ist also nicht ringsherum unterstützt. Abb. 2 zeigt einen Querschnitt durch die Konstruktion der Kuppel, Abb. 3 einen Grundriß derselben.

Zur Aufnahme der großen Kuppelkräfte wurde am Fuße ein 2 m hoher Blechträger mit einer vollen wagrechten Tragwand von 0,85 m Breite an der oberen Gurtung vorgesehen. (S. Abb. 2.)

Diese Form war durch die den Träger beanspruchenden Torsionskräfte gegeben, ebenso auch dessen große Höhe. Bei starken Gurtwinkeln wurde das Stehblech nur 5 mm dick bemessen. Wegen dieser geringen Stehblechstärke wurden in der Nullinie zwei Aussteifungs- bzw. Stoßlaschen vorgesehen. Senkrechte Aussteifungen wurden unter jedem Kuppelsparren eingefügt. Der wagrechte Teil dient gleichzeitig als Laufblech, sein Gurt als Schiene für eine bewegliche Leiter.

Die Tragkonstruktion der Kuppel besteht aus je 16 Haupt- und Nebensparren. Die Nebensparren stützen sich in der Kuppelkrone auf einen Doppelring ab, welcher den Auflagerdruck auf die Hauptsparren überträgt. Diese Anordnung wurde aus konstruktiven Gründen getroffen.

Die Hauptkräfte werden von den Gurten aufgenommen. Die Sparren sind als leichte Gitterwerke mit ⊥-Gurten und ⊥⊥-Winkelfüllungsstäben ausgebildet. Die Sparrenform folgt der Krümmung der Kuppel. Etwa 2 m unterhalb der Bekrönung knicken die Sparren zwecks konstruktiven Zusammenschlusses sämtlicher Hauptsparren wagrecht ab.

Der obere Teil, die Tragkonstruktion der Bekrönung, ist als leichtes Stabwerk mit Schlußring aufgesetzt.

Haupt- und Nebensparren sind durch ⊥-Kreuze miteinander verbunden, es wurde dadurch reichlicher seitlicher Widerstand gegen Ausknicken erzielt. (S. Schnitt e—f Abb. 2.)

Im Scheitel der Kuppel wurde eine teleskopartig heraus-

schiebbare Fahnenstange vorgesehen. Eine unten auf dem Blechträgerring laufende, oben um einen Bolzen der Fahnenstange drehbare Leiter zur Ausführung von Reparaturen und Anstricharbeiten sowie zur Reinigung der Glasflächen schmiegt sich in ihrer Form der inneren Sparrenlinie an.

Das Sprossenwerk aus $\perp$ $4\frac{1}{2} \times 4\frac{1}{2}$ legt sich als Haut um die Tragkonstruktion (Abb. 4).

Vor dem Blechträger ist das Sprossenwerk als Firmenschrift ausgebildet, dazu verwendetes Glas zeigt weiße Schrift auf blauem Grunde (Abb. 5). Dann folgen 3 Ringe mit 4- und 8-eckigen Rosetten, welche sich plastisch aus der Oberfläche herausheben, dazugehörig rotes, grünes und gelbes Glas. Hierauf folgt bis unmittelbar unter die Bekrönung ein Sprossenflechtwerk mit gelbem und grünem Glas. Als oberer Abschluß ist wieder ein Ring mit 8-eckigen Rosetten eingesetzt. Das Sprossenwerk liegt 100 mm vor der Konstruktion und ist durch Bügel auf dieser befestigt (Abb. 6). Das künstliche Licht hat also überall hin Zutritt, und es hat sich gezeigt, daß die leichte Tragkonstruktion keinen merklichen Schatten in die Glasfläche wirft. Das Sprossenwerk bildet einen sehr wirksamen Verband der Tragkonstruktion. Um ein Springen des Glases bei Sonnenbestrahlung zu verhindern, ist unterhalb der Bekrönung eine Rieselanlage eingebaut.

Eine vergoldete Kuppelblechbekrönung bildet die Spitze der Kuppel.

Die Montage: Die Konstruktionsteile wurden mittels Dampfwinde und Schwenkarm außen am Gebäude hochgezogen und auf dem Eisenbeton-Fußboden der Kuppel abgesetzt.

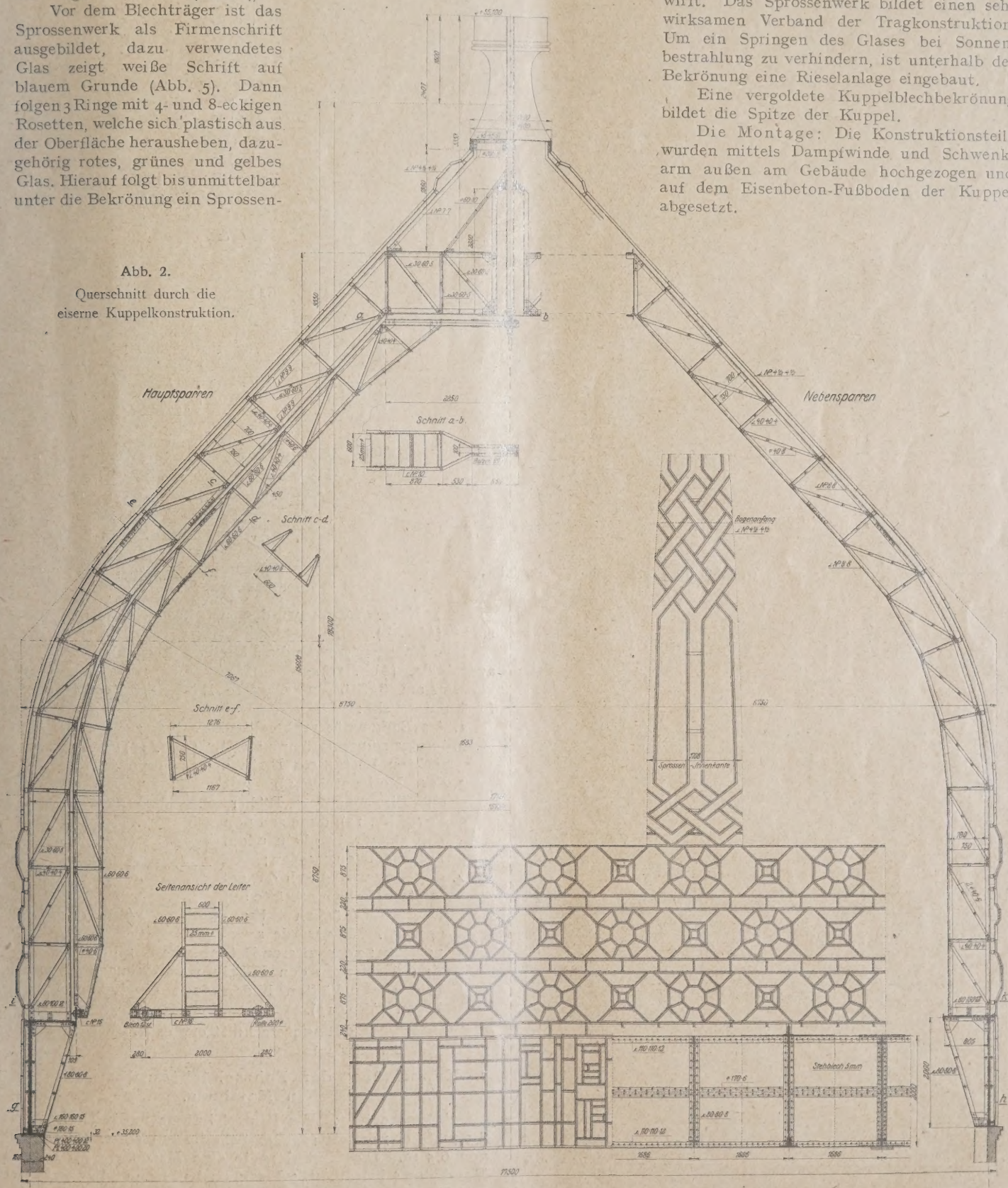


Abb. 2.
Querschnitt durch die eiserne Kuppelkonstruktion.

Abb. 4. Sprossenkonstruktion (abgewickelt).

Für die Montage war in der Mitte ein etwa 13 m hoher Gerüstbock und seitlich ein im Kreise fahrbarer Gerüstbock mit Winde vorgesehen (Abb. 7 u. 8).

Zuerst wurde der Blechträgerring versetzt; dann folgte die untere Hälfte der Sparren, welche tragend auf den Ring aufgesetzt wurden. Dies erfolgte mit Hilfe eines in 9 m Höhe am fahrbaren Bock angebrachten Auslegers. Dieser Ausleger wurde nach Montage der unteren Sparrenhälften weggenommen.

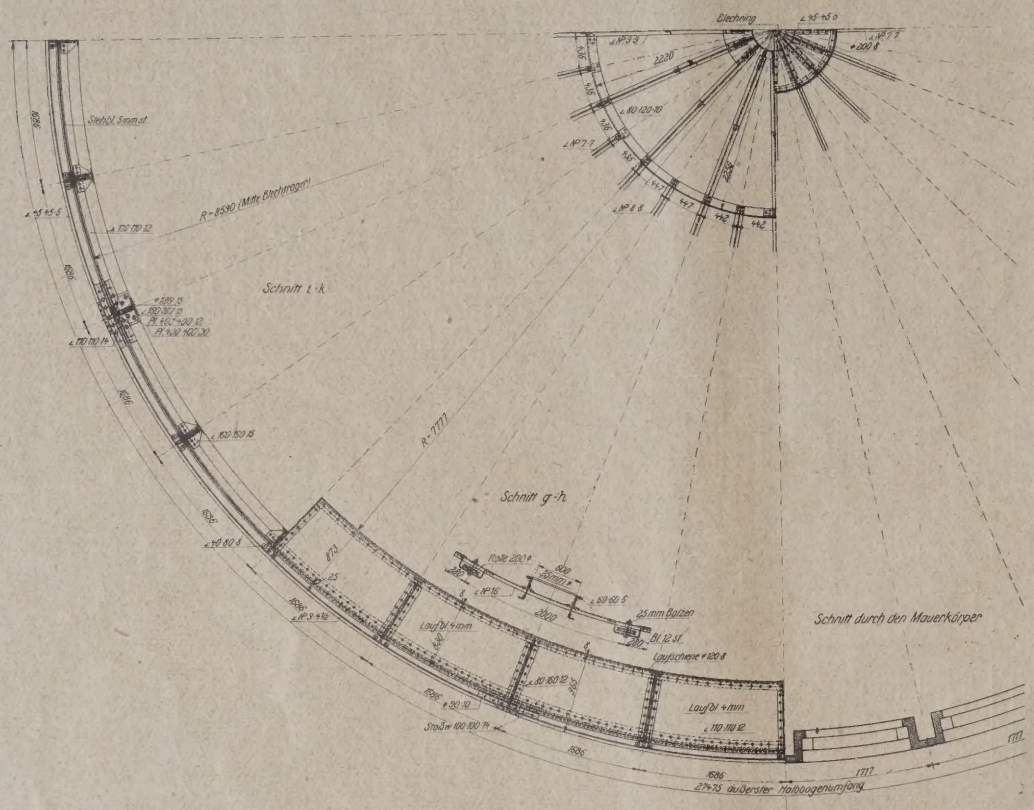


Abb. 3. Grundriß der eisernen Kuppelkonstruktion.

Hierauf folgte der obere Teil der Sparren mit Hilfe des 17 m hohen Rollenarmes. Die Sparren wurden mit dem unteren Teil verbunden und in der Mitte auf den Gerüstbock gelagert. Jetzt wurde auch der Fahrbock und die mittlere Drehstange entfernt und die Gesamtkonstruktion zum Tragen gebracht. Das Anbringen des Sprossenwerks erfolgte mit Hilfsgerüsten und der schon erwähnten drehbaren Eisenleiter.

Die Montage dauerte 6 Wochen. Das Gesamteigengewicht der von Kelle & Hildebrandt, Eisenwerke, Dresden-Niedersedlitz ausgeführten Kuppelkonstruktion beträgt 62 000 kg.

Die statische Berechnung.

Zulässige Beanspruchungen:

Flußeisen auf Zug oder Druck: 1000 kg/qcm.
Größte Durchbiegung: $^1/_{600}$ der fr. Lg.
Knicksicherheit = 5-fach nach der Eulerformel.
Beton auf Druck: 20 kg/qcm.

Belastungsannahmen:

Winddruck: 150 kg/qm senkrecht zur Windrichtung.
Schneelast: 75 kg/qm Grundfläche.
Eindeckung: 35 kg/qm Dachfläche.

Abb. 5.

Die Nebensparren wurden als Zweigelenkbogen untersucht (Abb. 9).

Die Hauptsparren sind als Dreigelenkbogen berechnet und ausgebildet (Abb. 10).

Der auf 8 Stützen gelagerte Blechträgerring wurde wie folgt untersucht:

1. Als Balken für senkrechte Belastung;
2. infolge seiner Krümmung „S" (Abb. 11) rufen die senkrechten Lasten ein Drehmoment hervor;
3. der Horizontalschub ruft eine Ringspannung „R" hervor (Abb. 12), diese soll von den Obergurtwinkeln allein aufgenommen werden;
4. der Ring wird durch die gesamten Horizontalkräfte auf Zusammendrücken beansprucht. Hier wurde angenommen: 2 der unteren Betonpfeiler mit ihrem Zwischenring übertragen den H-Schub weiter nach unten, die beiden Ringhälften bilden dann eingespannte Kreisbogen (Abb. 13).

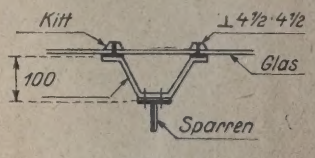
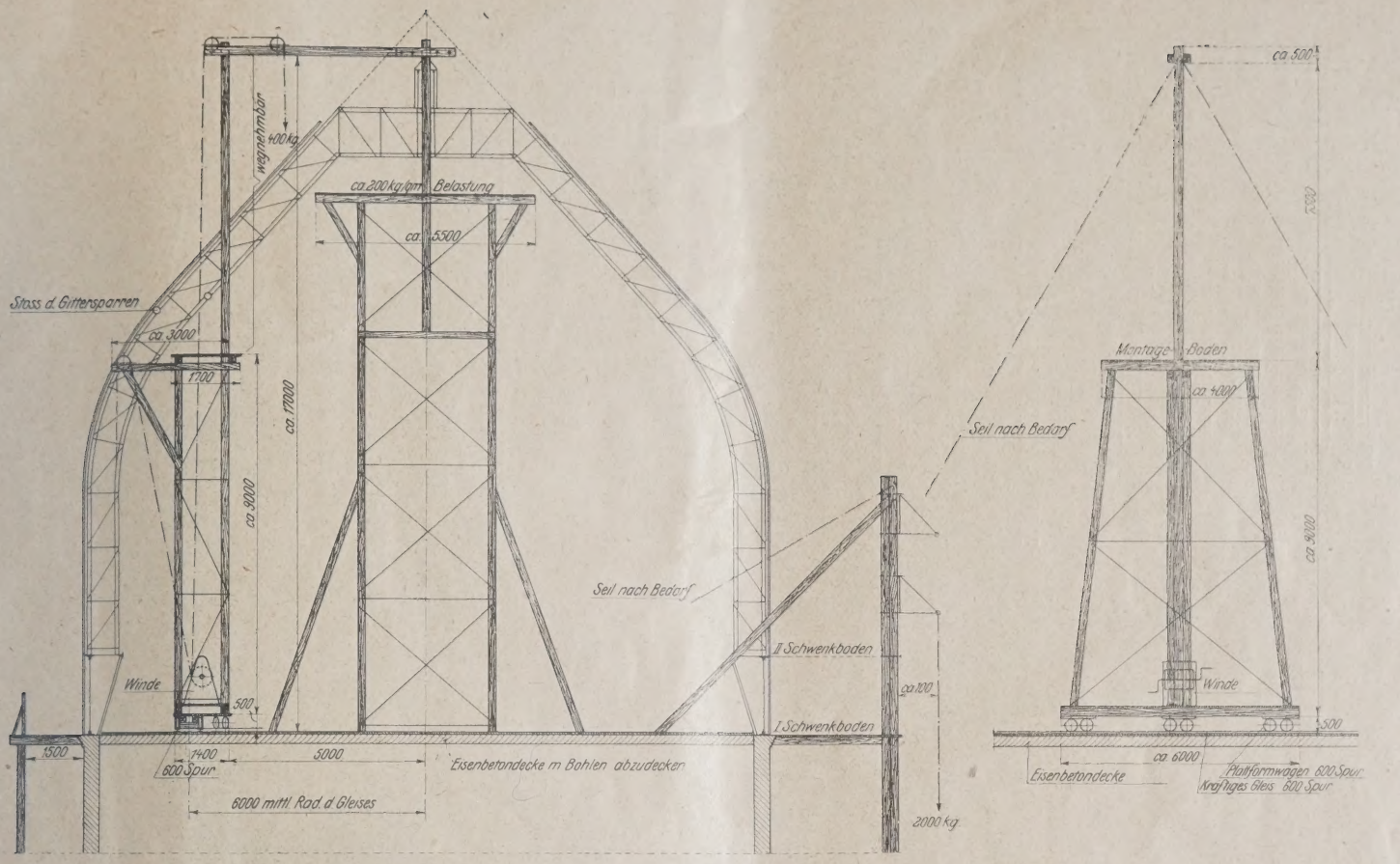


Abb. 6.

Der gewählte Ringquerschnitt erwies sich diesen Kräften gegenüber als sehr günstig.

2. Kuppel über den Fahrschächten des Elbtunnels in Hamburg.

Allgemeines: Die Kuppel hat 22 m Durchmesser bei 8,5 m Stich; der Spiegel im Scheitel hat einen Durchmesser von 6,5 m. Die Kuppel sollte eine Kassetteneinteilung aus Bimsbeton erhalten. Die Eisenkonstruktion und zwar Sparren und Ringe sollen nach innen sichtbar bleiben. Die Ein-



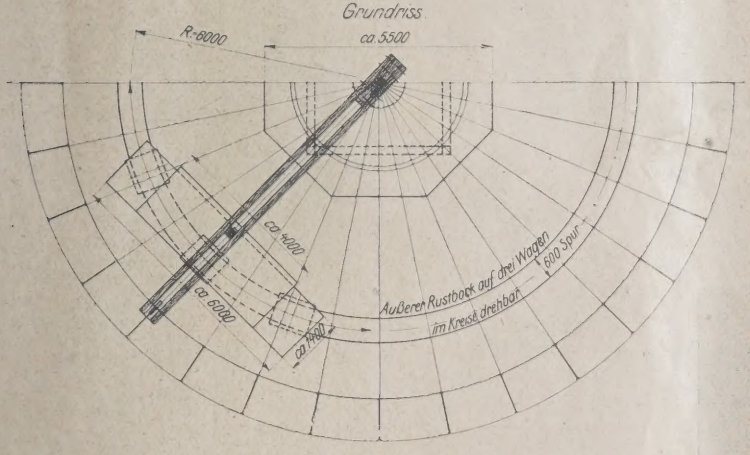


Abb. 7.

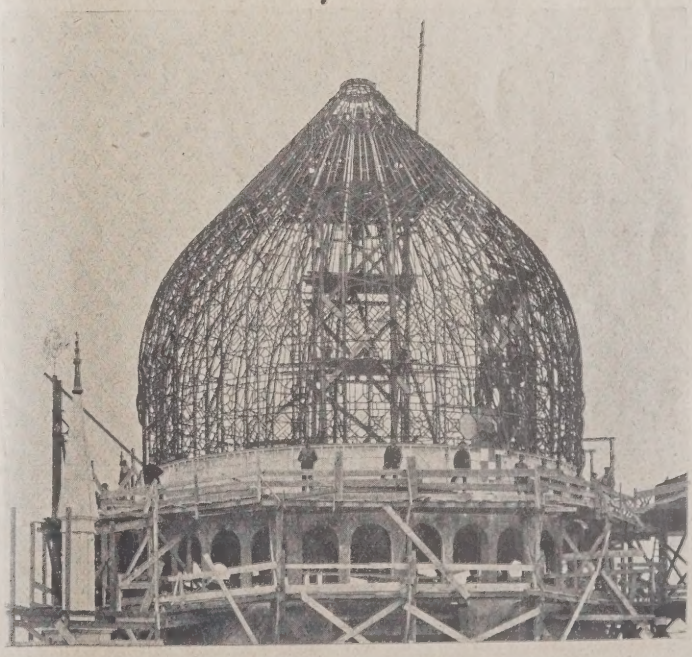


Abb. 8.

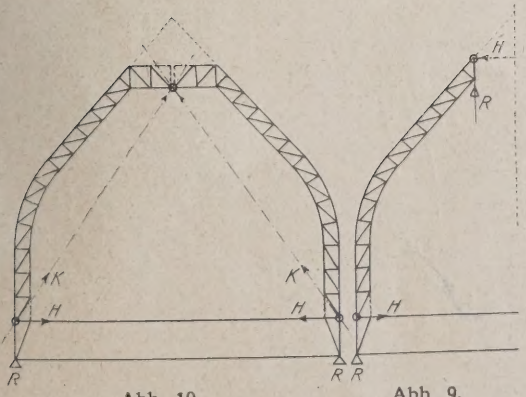


Abb. 10.

Abb. 9.

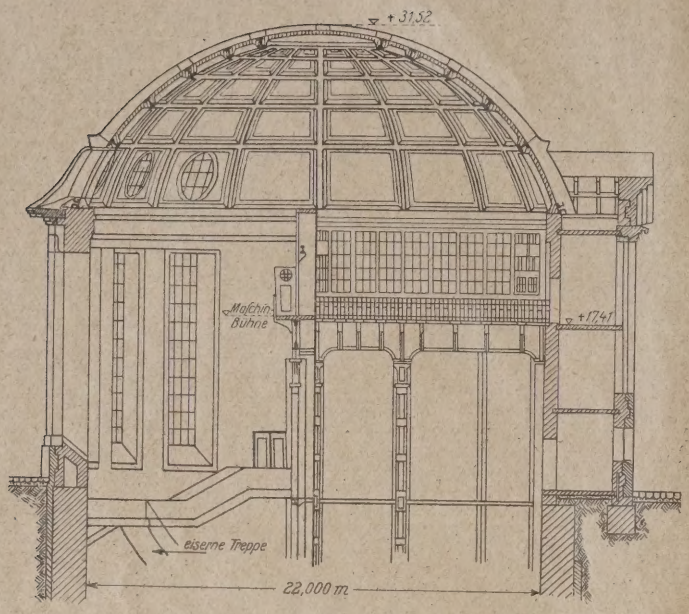


Abb. 14.

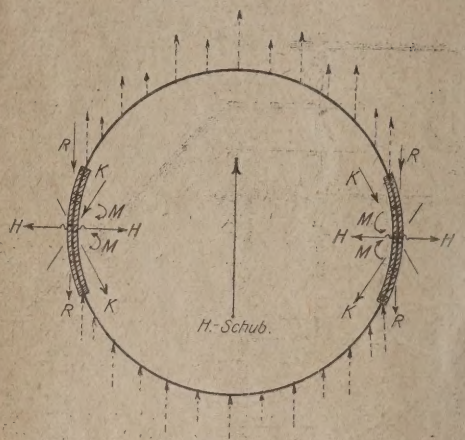


Abb. 13.

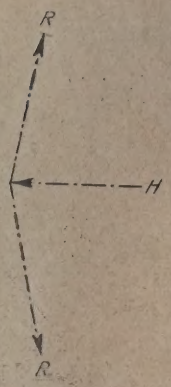


Abb. 12.

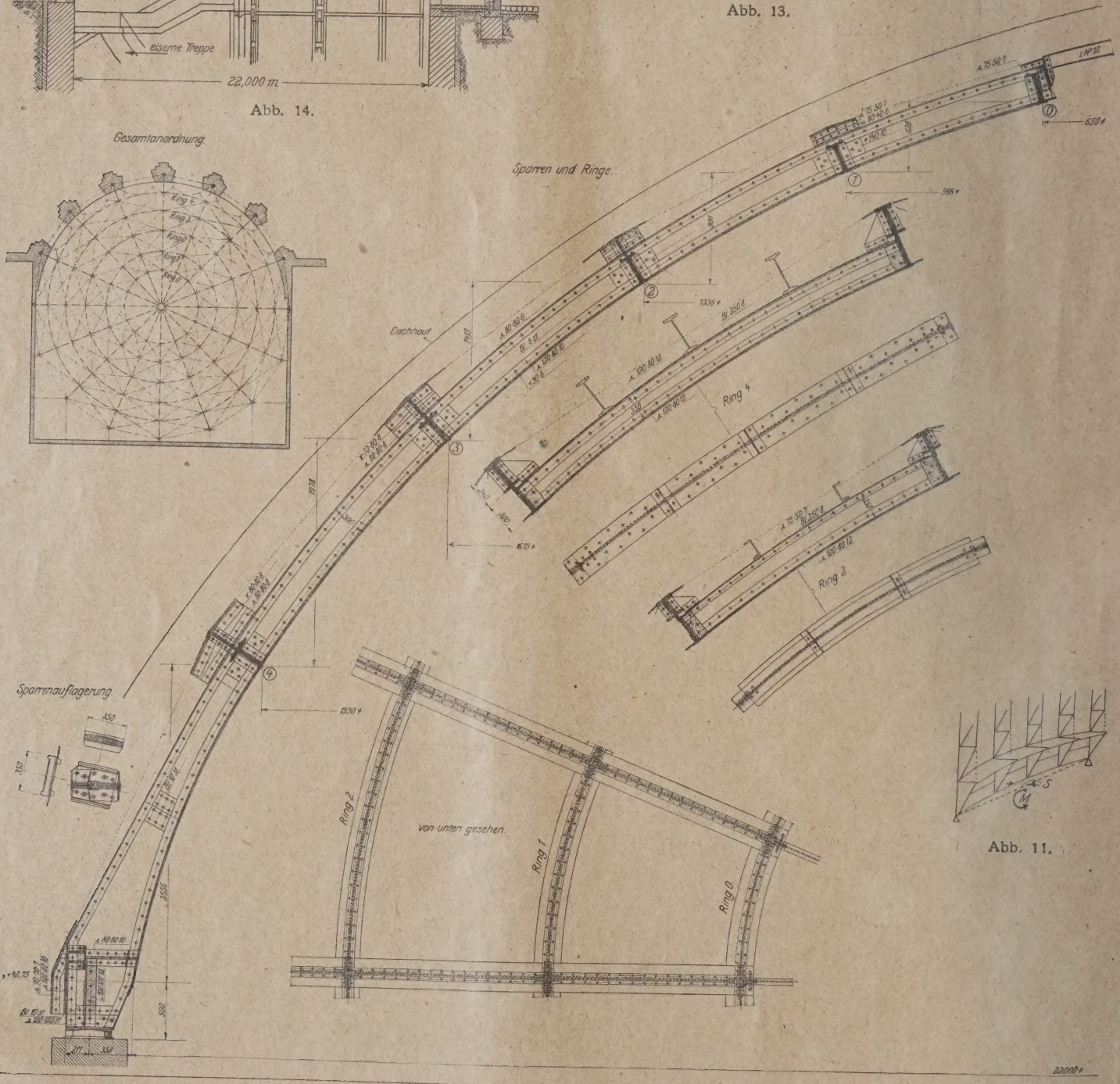


Abb. 15.

Abb. 11.

deckung erfolgte durch Kupferblech auf Schalung. Die Kuppelverstrebungen durften nicht in die Kassetten einschneiden (Abb. 14).

Die Konstruktion: Zur Ausführung kam ein Kuppelsystem Schwedlerscher Bauart. Aus architektonischen Gründen war für Ringe und Sparren an der Innenseite eine überall gleiche Breite von 250 mm verlangt, aus gleichem Grunde wurde innen auf den Sparren noch ein Flacheisen von 90×8 mm Querschnitt vorgesehen. Der dunkel gestrichene breite Eisenstreifen mit dem in Gold gehaltenen Streifen von 90 mm sowie die Nietköpfe heben sich sehr wirkungsvoll von den hellen Betonkassetten ab.

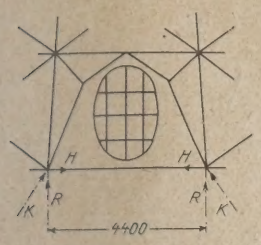


Abb. 16.

Die Sparren sind Blechträger von 300 mm Höhe (Abb. 15). Als Sparrenlager dienen gußeiserne Platten von 350×350×60 mm.

Die Ringe sind als Blechträger von 250 mm Höhe ausgeführt. Für die Kreuzverstrebungen sind durchweg kräftige Doppelflacheisen von 70 bis 190 mm Breite gewählt.

An der nach der Elbe zugekehrten Seite sind im unteren Feld 5 Fenster vorgesehen. In diesen Feldern ist die Verstrebung abweichend portalartig als Dreigelenkbogen ausgebildet (s. Abb. 16). Die Streben dieses Portals wurden als ⊥ 14/14 bis 10/10 errechnet.

Mit Rücksicht auf die Kassetten mußte der Anschluß der Streben auf die Sparren aufgesattelt werden, hieraus ergeben sich für die Sparren und Ringe Nebenspannungen, welche noch erwähnt werden.

Die Tragkonstruktion innerhalb des Spiegelringes besteht aus 16 radial laufenden I NP. 12 (s. Abb. 15).

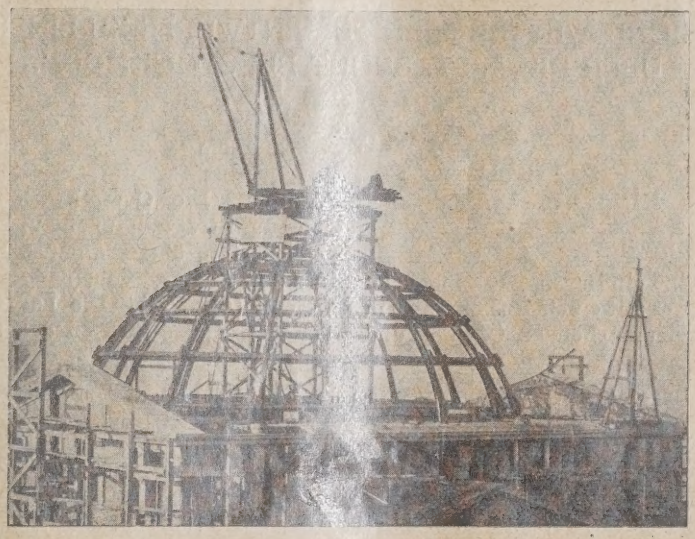


Abb. 18.

Die Montage: In Höhe des Kuppelfußes war eine Plattform hergestellt. Auf dieser Abdeckung wurde in der Mitte ein starker viereckiger Gerüstturm errichtet (Abb. 17 u. 18). Dieser Turm diente zur Aufnahme eines drehbaren Derrickkrans und zur Lagerung der oberen Sparrenenden. Die Sparren und Ringe wurden feldweise montiert und dann die Strebeneingezogen. Nachdem die gesamte Konstruktion tragfähig war, erfolgte das Freimachen vom Mittelturm durch langsames Lösen der Unterkeilung. Das Gesamtgewicht einer Kuppel betrug 60 t. Die Montage dauerte 1½ Monate. Die Lieferung der Konstruktion erfolgte durch Eggers u. Cie., G. m. b. H., Hamburg.

Die statische Berechnung.

Belastungsannahmen:

Eigengewicht: . . . . . 45 kg/qm Dachfläche
Schalung, Kupfer und Bimsbeton: 160 kg/qm „

Zusammen: 205 kg/qm Dachfläche;

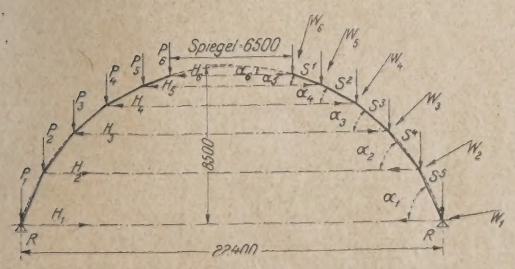


Abb. 19.

Abb. 21.

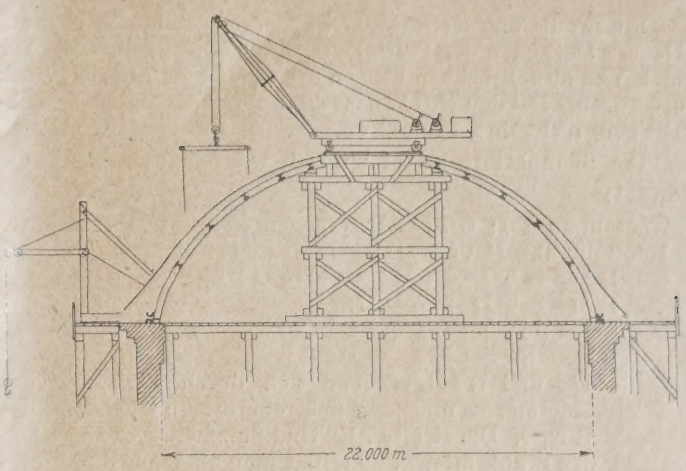


Abb. 17.

Schneelast: 75 kg/qm bis 45° Neigung;
Winddruck: 250 kg/qm unter 10° geneigt.

Beanspruchungen:

Flußeisen auf Zug oder Druck: 1000 kg/cm²;
Knicksicherheit: 5-fach nach der Eulerformel.

Kräfte aus lotrechter Last:

Bei gleichmäßig verteilter lotrechter Last treten keine Kräfte in den Verstrebungen auf. Die Spannkräfte in Sparren und Ringen können leicht durch einfache Zerlegung ermittelt werden (Abb. 19).

Kräfte aus einseitiger Windbelastung: Bei einseitiger Windbelastung treten Spannungen im ganzen Kuppelsystem auf. Die Knotenpunktslasten sind für jeden Sparren an der dem Winde zugekehrten Seite berechnet, wobei das seitliche Abgleiten des Windes infolge der Kreisform berücksichtigt ist. (Abb. 20)

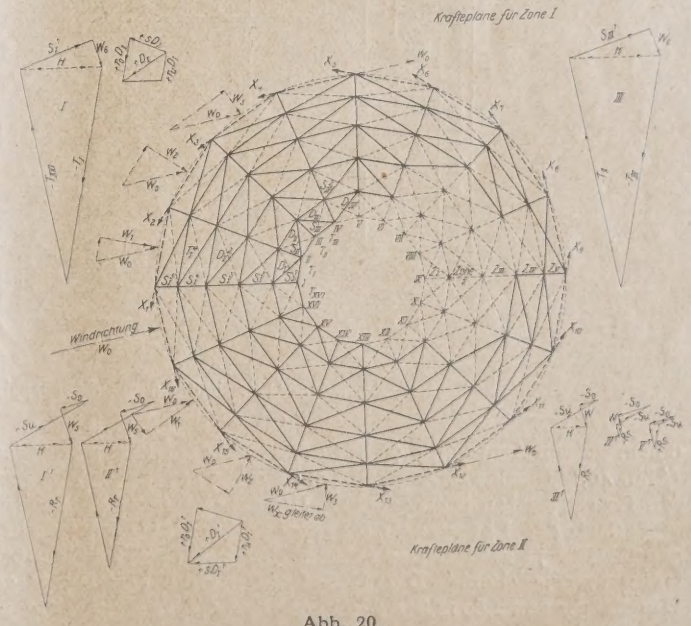


Abb. 20.

Die Ermittlung der Stabkräfte erfolgte nach Müller-Breslau, „Neuere Methoden der Festigkeitslehre" 3. Aufl., S. 288. Die durch Winddruck beanspruchten Stäbe sind in Abb. 20 stark ausgezogen. Bei den Streben ist die wahre Neigung zu berücksichtigen, nicht ihre Projektion.

Die Spannkräfte berechnen sich wie folgt:

Zone I:

Knotenpunkt I: Graphisch ergeben sich S 1, T 1 u. T 16.

Knotenpunkt II und III:

$R\,II\,r = T\,I + ro\,D\,I$ oder $ro\,D\,I = R\,II\,r - T\,I$,

$R\,III = T\,II + ro\,D\,II$,

$Su = S\,II + s\,D\,I + s\,D\,II$,

$S\,II \quad Su - s\,D\,I - s\,D\,II$,

R II r und R III l ergeben sich durch Zerlegung der Knotenlast und der Sparrenkraft in Richtung des Ringes. Die Kräfte „R" sind Summen aller angreifenden Stabkräfte. „Su" erhält man ebenfalls durch Zerlegung der Knotenlast in die Sparrenrichtung (Abb. 20).

Knotenpunkt IV:

$R\,IV\,r = T\,III + ro\,D\,III$,

$R\,IV\,l = T\,IV + ro\,D\,IV = O + ro\,D\,IV$,

$ro\,D\,IV = R\,IV\,l$,

$S\,IV = Su - d\,D\,III - s\,D\,IV$.

Aus diesen Beziehungen ergeben sich Zone um Zone die Stabkräfte bis zum Auflager. Verwendet sind nur Zugstreben, Strebendruckkräfte sind daher in Zugkräfte zerlegt.

Die errechneten Sparrenkräfte sind Achsialkräfte; infolge der gebogenen Form rufen diese Kräfte in den Sparren noch Biegungsmomente $M\,I = Sp \times s$ hervor (Abb. 21). Durch den exzentrischen Anschluß der Streben werden nach innen drehende Momente M II erzeugt, diese wirken den Momenten M I entgegen, sie wurden daher meistens vernachlässigt.

Die bei den Sparren auftretenden Momente treten aus gleichem Grunde auch bei den Ringstäben auf.

Ausgeführt wurden zwei gleiche Kuppeln, je eine über dem Fahrschacht St. Pauli und Steinwärder.

DER ZWISCHENSTAATLICHE WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER EISENBAHNBRÜGKE ÜBER DIE ARSTABUCHT BEI STOCKHOLM.

Von Geh. Baurat Schaper.

(Fortsetzung von Seite 89).

e) Einzelheiten der Klappbrücke.

(Vorschlag 1—3.)

Der bewegliche Überbau ist eine einflügelige Klappbrücke nach der bekannten Bauart Scherzer mit einem langen, 25,6 m weit gestützten Arm über der freizumachenden Öffnung und einem kurzen Arm von 6,70 m Länge über dem Klappenpfeiler (Abb. 40). Der kurze Arm wird ebenso wie der lange Arm von den Betriebslasten beansprucht. Die ganze Konstruktion einschließlich des Bewegungsmechanismus liegt unter der Fahrbahn. Für je zwei Gleise ist ein Überbau mit zwei Hauptträgern vorgesehen. Die Hauptträger sind parallelgurtige Blechträger von 2,80 m Stegblechhöhe und 6,40 m gegenseitigem Abstand. Die Querschwellen ruhen außen unmittelbar auf den Hauptträgern, innen auf besonderen Längsträgern, die von gegliederten, über die ganze Hauptträgerhöhe reichenden und in 3,2 m Abstand voneinander liegenden Querträgern getragen werden (Abb. 41). Die Laufstege sind auch hier unabhängig von den Querschwellen der Schienen und werden von Konsolen gestützt. Der Abstand der Geländerinnenkanten beträgt 10 m. Im geschlossenen Zustande ruht die Klappbrücke am Ende des langen Armes auf Rollenlagern unter den Hauptträgern (Abb. 40 u. 41), in der senkrechten Ebene der Mittelpunkte der Rollsegmente auf den außerhalb der Hauptträger liegenden Rollsegmenten und auf nachstellbaren, festen Lagern unter den Hauptträgern (Abb. 40 u. 42), und am Ende des kurzen Armes auf Pendelstützen, die unter die Hauptträger fassen und durch einen besonderen Bewegungsmechanismus um ihren unteren Gelenkpunkt gedreht werden können (Abb. 40). Die Hauptträger bilden also im geschlossenen Zustande der Klappbrücke durchlaufende Träger auf 3 Stützen. Die Enden des kurzen Armes werden durch die Pendelstützen soweit angehoben, daß bei Belastung des langen Armes am Ende des kurzen Armes keine negativen Auflagerdrücke entstehen können. In der Ebene der Oberkanten der Querträger liegt ein Windverband, der sich über den langen Arm erstreckt und dessen Auflagerkräfte im geschlossenen Zustande der Klappbrücke auf beiden Seiten von vollwandigen Querverbindungen in den senkrechten Ebenen der Auflager des langen Armes in die Pfeiler geleitet werden (Abb. 40 u. 41). Die auf den unteren

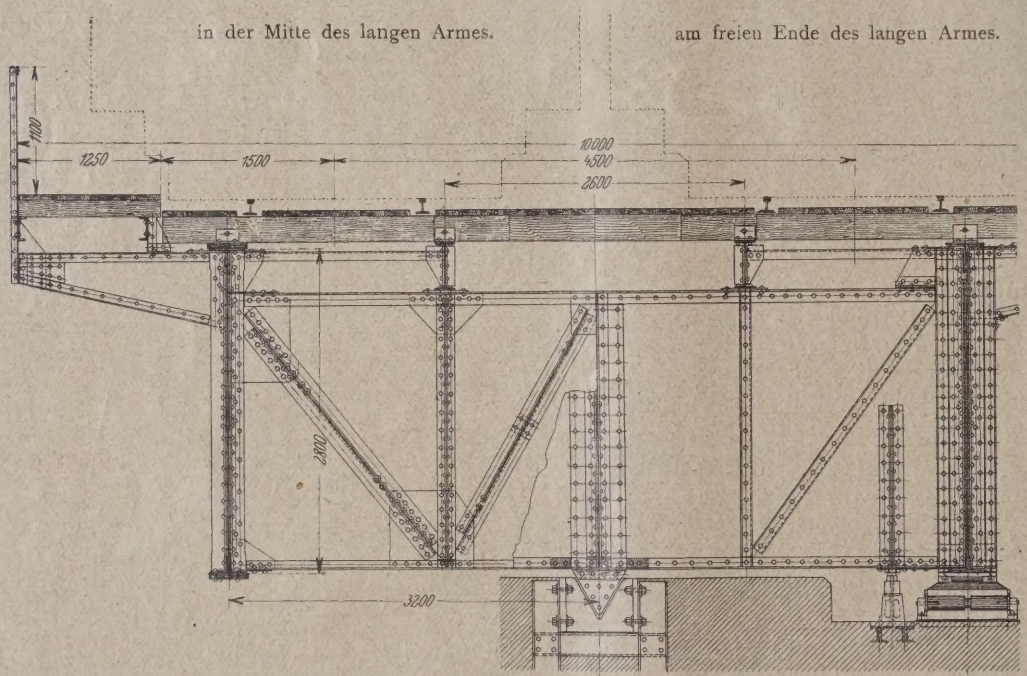


Abb. 41. Querschnitte durch die Klappbrücke.

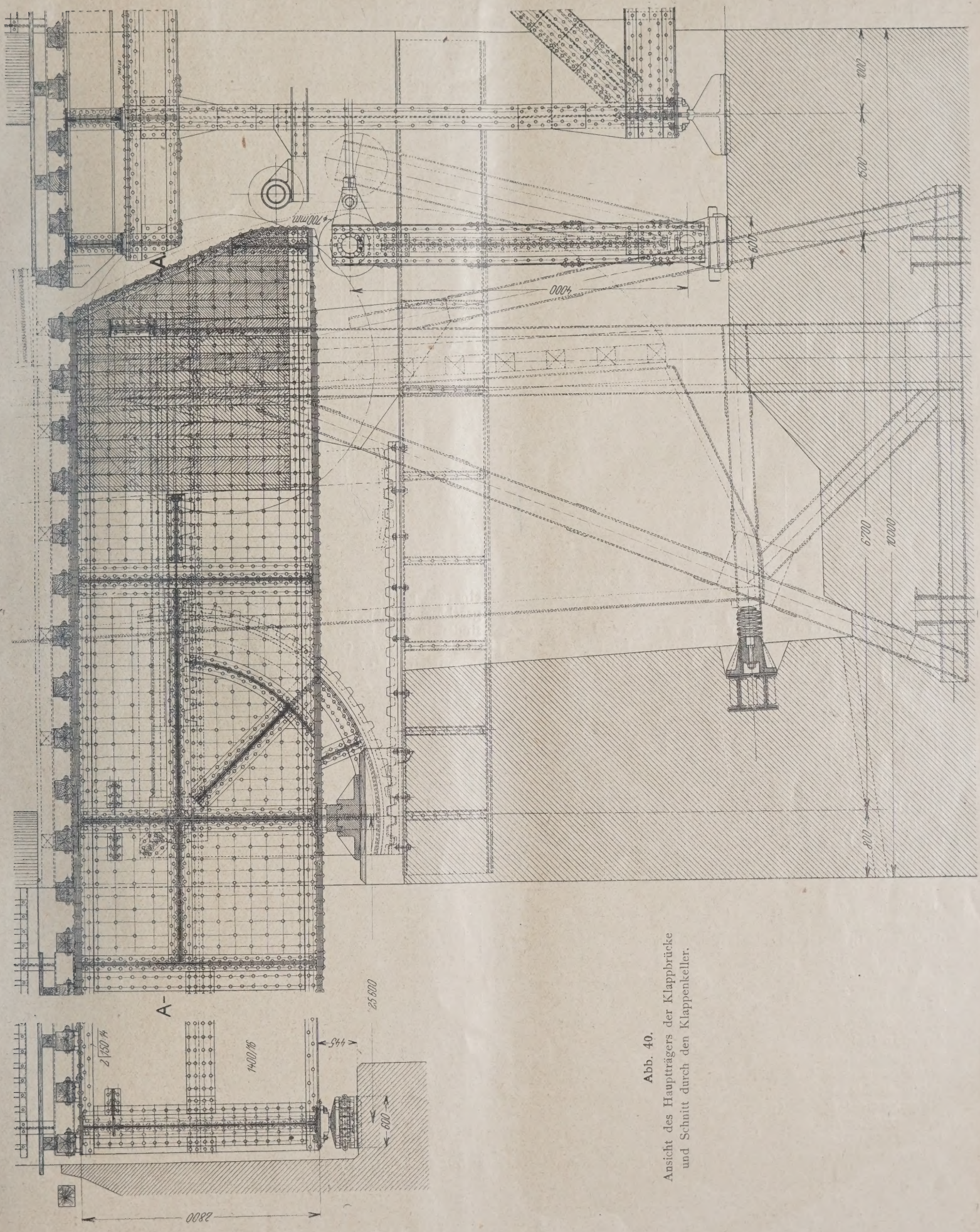


Abb. 40.
Ansicht des Hauptträgers der Klappbrücke und Schnitt durch den Klappenkeller.

Teil des langen Armes entfallenden Windkräfte werden von den gegliederten Querträgern (Abb. 41) auf den Windverband übertragen. Im kurzen Arm liegt zwischen den Auflagern und dem Ende des Armes noch eine vollwandige, sich über die ganze Hauptträgerhöhe erstreckende Querverbindung (Abb. 40).

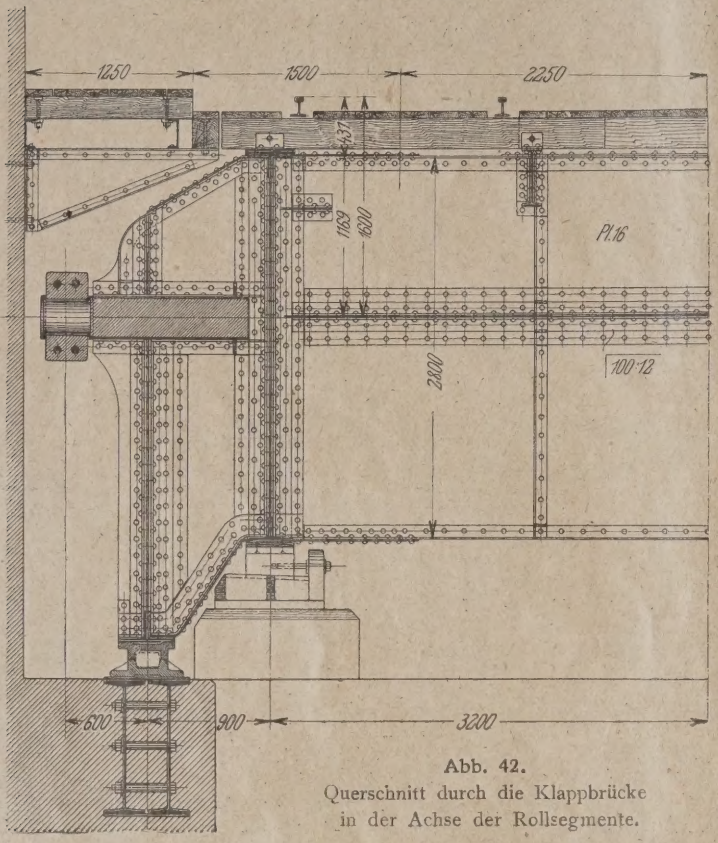


Abb. 42.
Querschnitt durch die Klappbrücke in der Achse der Rollsegmente.

Zwischen dieser und der vollwandigen Querverbindung in der senkrechten Ebene der Mittelpunkte der Rollsegmente liegt in der Höhe der Mittelpunkte der Rollsegmente ein die beiden Hauptträger verbindender wagerechter vollwandiger Träger (Abb. 43 u. 40), der über die senkrechten vollwandigen Querverbindungen hinaus noch verlängert ist, wie aus Abb. 40 hervorgeht. Dieser Träger dient zur einwandfreien Überleitung des Eigengewichtes der Brücke in geöffnetem Zustande in die Rollsegmente und zur Aufnahme des am Ende des kurzen Armes in Gestalt von gehobelten Eisenbarren untergebrachten Gegengewichtes bei geöffneter Brücke. Die Mittelebenen der Rollsegmente liegen außerhalb der Hauptträger (Abb. 40, 42 u. 43), und zwar in einem Abstand von 0,90 m von den Hauptträgerebenen. Die Rollsegmente bestehen aus vollwandigen Viertelkreisscheiben mit Winkelbesäumungen, auf deren Umfängen die Zahnkränze aufgeschraubt sind (Abb. 40 u. 44). Der Teilkreis der Zahnkränze besitzt einen Halbmesser von 2500 mm. Die Rollsegmente sind durch drei unter 45° gegen-

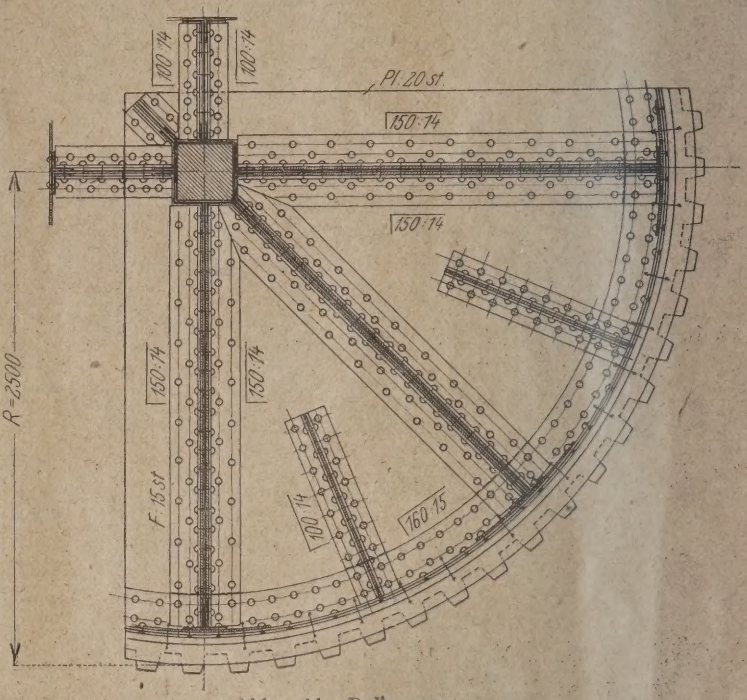


Abb. 44. Rollsegment.

einander geneigte volle Querwände an den Hauptträgern angeschlossen (Abb. 44 u. 42). Die äußersten dieser Querwände finden in dem bereits erwähnten wagerechten Träger und in der vollwandigen Querverbindung in der senkrechten Ebene der Mittelpunkte der Rollsegmente zwischen den beiden Hauptträgern ihre Fortsetzung. Auch die mittlere dieser Querwände ist durch einen zwischen die beiden Hauptträger gespannten vollwandigen Träger fortgesetzt (Abb. 40). In den Mittelpunkten der Rollsegmente sind viereckige Achsen eingesetzt (Abb. 42 u. 44), welche nach der in Abb. 44 dargestellten Art und Weise durch Winkeleisen und gebogene Flacheisen mit den Querwänden verbunden sind. Die äußeren Enden dieser Achsen bilden zylindrische Zapfen, um welche die Triebstangen

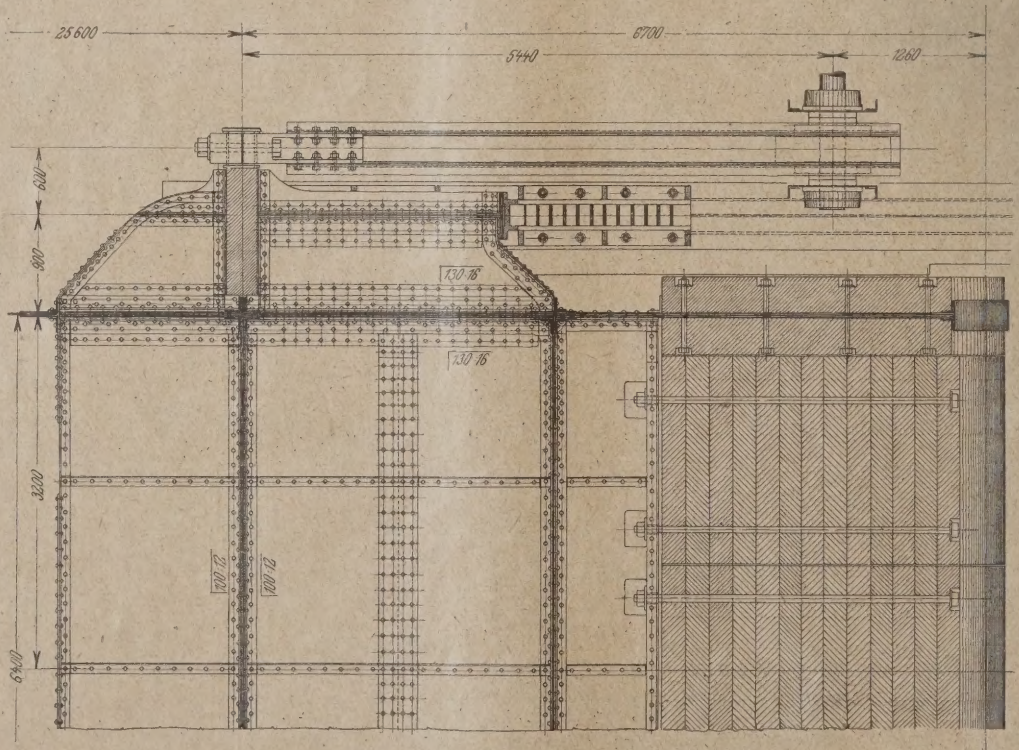


Abb. 43. Wagerechter Schnitt (A-A in der Abb. 40).

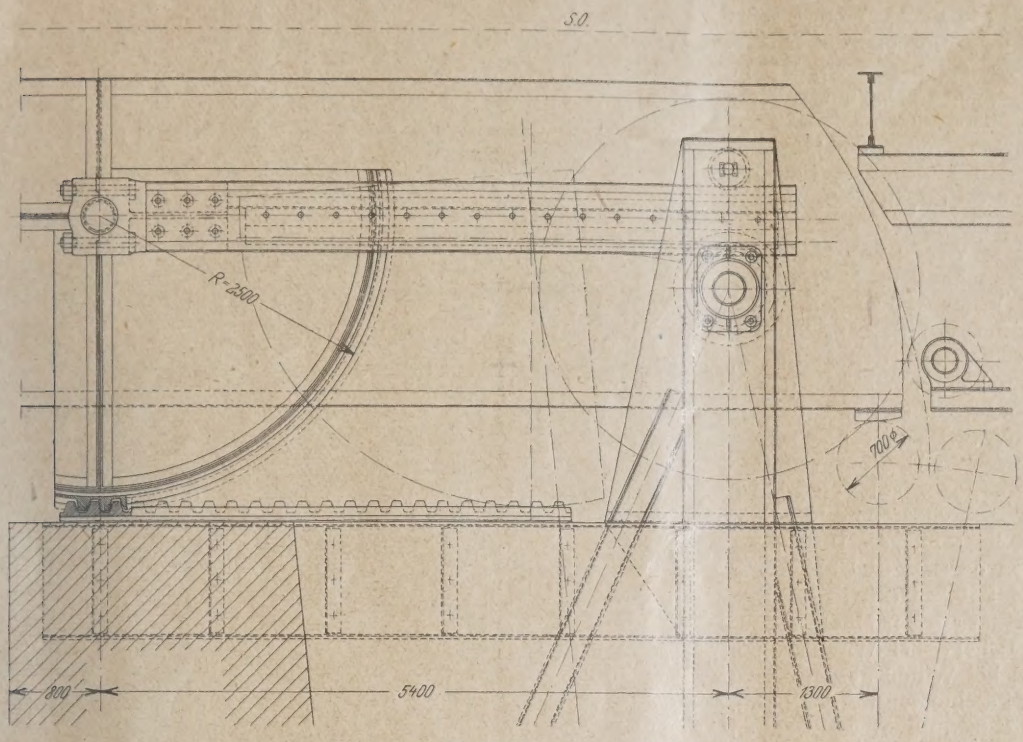


Abb. 45. Rollsegment, Triebstange und Kopf des Bockes.

mittels Lager herumfassen (Abb. 43 u. 45). Die Triebstangen bestehen aus 2 durch Flach- und Winkeleisen gebildete Wandungen, die zwischen sich die Zahnstangen fassen (Abb. 45 u. 47). Am freien Ende werden die Triebstangen zwischen dem Ritzel und einer über diesem liegenden Druckrolle geführt (Abb. 45 u. 47). Ritzel und Druckrolle sind am Kopf eines eisernen, zum größten Teil in das Mauerwerk eingelassenen Fachwerkbockes gelagert, durch den die große Kraft, die bei geöffneter Brücke und einem starken Winddruck auf die Antriebritzel wirkt, einwandfrei in das Pfeilermauerwerk übergeleitet wird. Die Rollbahn der Segmente besteht aus einer wagerechten Zahnstange mit seitlichen Laufflächen, die auf 2 eingemauerten I-Eisen befestigt ist (Abb. 40 u. 45). In den Endstellungen beim Öffnen und Schließen wird der Stoß der Klappe durch Pufferlager aufgefangen, und zwar beim Öffnen durch Puffer, die an der vorderen Wand des Klappenkellers liegen und auf welche die Enden der Hauptträger treffen (Abb. 40), und beim Schließen durch kleine, neben den Hauptlagern unter den Endquerträgern angeordnete Nebenlager (Abb. 41). Zur genauen Führung der Klappe beim Schließen dient ein aus der Endquerverbindung hervorragender dreieckiger Dorn, der in einen entsprechenden Ausschnitt paßt (Abb. 41). Das Gegengewicht am Ende des kurzen Armes ist so bemessen, daß der Schwerpunkt der Klappbrücke in jeder Lage mit dem Drehpunkt zusammenfällt. Es besteht, wie schon erwähnt, aus einzelnen gehobelten Gußeisenbarren. Ein Teil dieser Barren ist beiderseits der Hauptträger und parallel zu ihnen angeordnet und mit ihnen verschraubt. Der andere Teil der Barren legt sich quer zu den Hauptträgern auf Abtreppungen und Verzahnungen der innen an den Hauptträgern liegenden Barren und auf besondere Längsträger auf (Abb. 43). Die quer zur Brücke liegenden Barren sind unter sich durch Bolzen verbunden und mit diesen an dem erwähnten wagerechten, vollwandigen Träger befestigt, so daß sie bei aufgerichteter Klappe an ihm hängen (Abb. 43).

Die Pendelsäulen, die im geschlossenen Zustande der Klappbrücke die hinteren Enden der kurzen Arme der Hauptträger stützen, haben kastenförmigen Querschnitt und sind unten mittels Bolzen drehbar auf durch Keile nachstellbaren Lagern abgestützt (Abb. 40 u 46). An ihrem Kopf (Abb. 40) tragen sie um Bolzen drehbare und in Walzenlagern laufende Rollen, die unter die Enden der Hauptträger fassen. An dem Kopf der Pendelstützen greift auch die Vorrichtung an, welche zum Drehen der Stützen um ihren unteren Drehpunkt dient (Abb. 40).

Das Windwerk zum Öffnen und Schließen der Klappbrücke ist wegen der Raumverhältnisse einseitig auf einem Pfeilervorsprung untergebracht (Abb. 47 u. 48). Der Motor treibt beide Ritzel durch Stirnrädervorgelege an. Das Vorgelege des Ritzels auf der dem Windwerk abgekehrten Seite ist durch eine an dem benachbarten festen Überbau gelagerte Welle (Abb. 48 u. 49) mit dem Windwerk verbunden. Das Motorvorgelege ist mit dem Motor durch eine elastische Lederkupplung gekuppelt, die den ruhigen Lauf des Motors sichert. Dieses Vorgelege ist in einem gußeisernen Gehäuse eingeschlossen und läuft in einem

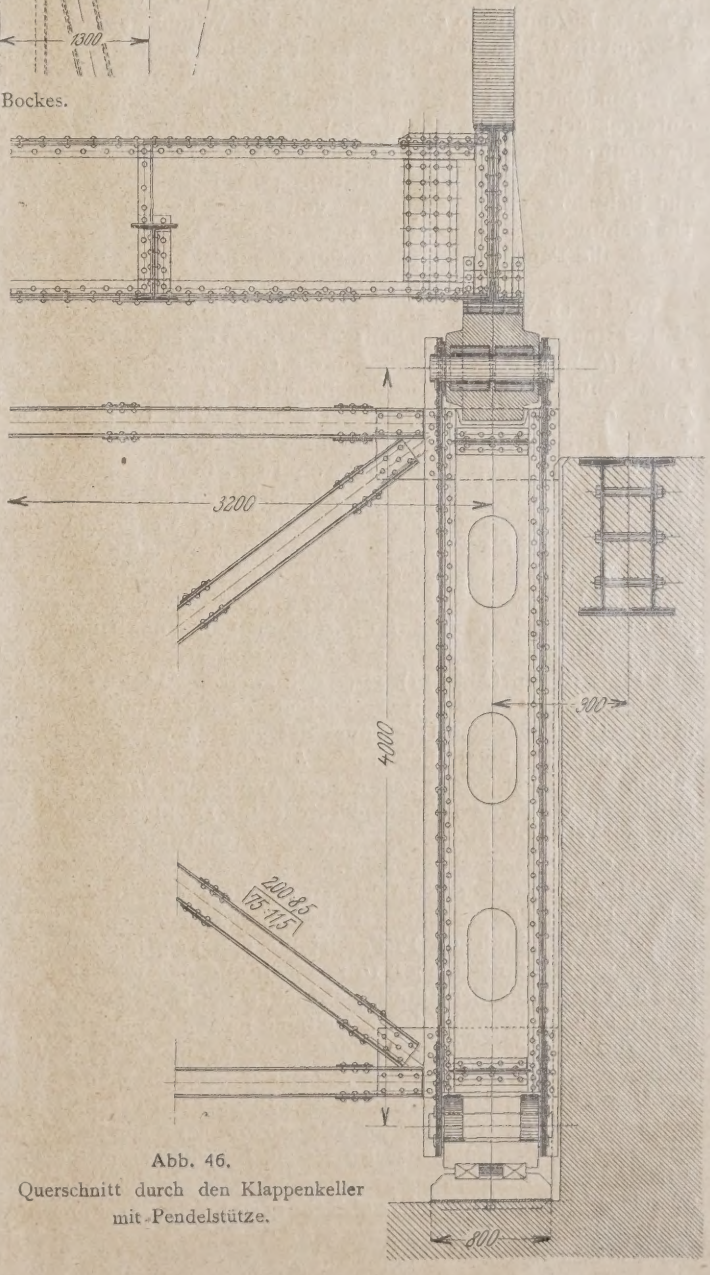


Abb. 46.
Querschnitt durch den Klappenkeller mit Pendelstütze.

Ölbad. Eine elektromagnetisch betätigte Backenbremse zehrt die lebendige Kraft der bewegten Brücke während der Bremsperiode sicher und ruhig auf und ist so stark bemessen, daß die geöffnete Klappe bei einem Winddruck von 125 kg/qm in dieser Stellung festgehalten wird. Die Endstellungen der Klappe werden durch elektrische Endschalter begrenzt, die kurz vor dem Erreichen der Endstellungen den Motor aus- und die Bremse einschalten. Der Antriebmotor (M_1 in Abb. 48) hat eine Leistung von 50 PS bei 450 Umdrehungen in der Minute; er ist imstande, die Brücke bei einem Winddruck bis zu 25 kg/qm in etwa 80 Sek. zu öffnen oder zu schließen. Bei größerer Windstärke bis zu 50 kg/qm wird die Öffnungs- oder Schließzeit durch Umschalten zweier Vorgelege auf 150 Sek. verlängert. Bei Versagen des elektrischen Stromes, der den Motor M_1 speist, wird die Brücke durch einen kleineren Motor (M_2 in Abb. 48), welcher bei 800 Umdrehungen in der Minute eine Leistung von 15 PS entwickelt, bewegt. Dieser erhält seinen Strom von einem, am benachbarten festen Überbau untergebrachten Aushilfs-Benzinmotor (Abb. 49 u. 50) von 25 PS Leistung, der unmittelbar mit einer Dynamomaschine gekuppelt ist. Der kleine Motor M_2 ist imstande, die Brücke bei einem Winddruck bis zu 10 kg/qm in 90 Sek. und bei einem Winddruck bis zu 20 kg/qm in 180 Sek. zu öffnen oder zu schließen. Für den äußersten Notfall ist auch noch ein Handantrieb vorgesehen, durch den die Brücke bei Winddrucken bis zu 3 kg/qm in 10,5 Minuten und bei Winddrucken bis zu 6 kg/qm in 21 Minuten geöffnet oder geschlossen werden kann.

Die Antriebsvorrichtung zum Ein- und Ausschwenken der Pendelstützen ist am benachbarten, festen Überbau untergebracht (Abb. 49 u. 50). Gabelförmig auslaufende Spindeln greifen gelenkig an den Köpfen der Pendelstützen an. Die Spindeln werden durch Stirn- und Kegelrädervorgelege und Schnecke von einem Motor von 20 PS Leistung und 800 Umdrehungen in der Minute angetrieben. Der Motor ist imstande, die Pendelstützen in 40 Sek. aus- oder einzuschwenken.

f) Gründung.

Bei allen Widerlagern und Pfeilern mit Ausnahme der die Mittelöffnung in der südlichen Fahrstraße begrenzenden Pfeiler 2 u. 3 (Abb. 3 in Heft 1) können die Grundmauern der beiden Bauabschnitte unabhängig voneinander und symmetrisch zur Achse des viergleisigen Bauwerkes hergestellt werden. Bei den Pfeilern 2 u. 3 würden bei einem Abstand der Achsen der beiden zweigleisigen Bauwerke von 12 m und bei zur Achse des viergleisigen Bauwerkes symmetrischer Gestaltung der Grundmauern beim ersten Bauabschnitt die westlichen Auflager so hart an die Kante des Pfeilers rücken, daß dort unzulässige Beanspruchungen auftreten würden. Deshalb sollen im ersten Bauabschnitt die Pfeiler 2 u. 3 mit solchen Abmessungen ausgeführt werden, daß die inneren Lager des Überbaues des zweiten Bauabschnittes auf diesen Pfeilerteilen noch reichlich Platz finden (Abb. 51). Für den zweiten Abschnitt bleibt dann der in der Abb. 51 gestrichelt dargestellte Pfeilerteil übrig. Die Lager des Überbaues des zweiten Bauabschnittes werden dann auf ungleichen und im Alter verschiedenen Pfeilern ruhen. Es liegen jedoch gegen diese Anordnung deshalb keine Bedenken vor, weil beide Pfeilerteile im Druckluftverfahren einwandfrei auf den Fels aufgesetzt werden und ungleichmäßiges Setzen daher ausgeschlossen ist.

Das Absenken der Senkkästen für die Pfeiler in der südlichen Fahrstraße begegnet nicht unerheblichen Schwierigkeiten. Am nördlichen Pfeiler ist die den Fels überlagernde Schlammschicht noch über 10 m stark und das Wasser noch fast 8 m tief. Die Schlammschicht ist so weich, daß der Senkkasten sich in ihr nicht durch Reibung halten kann. Es sind also Vorkehrungen nötig, um den Senkkasten vor dem Versacken zu schützen. Die Verfasser schlagen vor, die Senkkästen am Ufer auf einer Hellinganlage aus Eisenbeton herzustellen, sie ins Wasser gleiten zu lassen und schwimmend zur Baustelle zu bringen. Hier sollen sie an Holzfachwerkträgern, die auf 2 Schiffen ruhen, aufgehängt werden. Die Schiffe sollen in sich ausreichend versteift, durch Drahtseile gegenseitig verspannt und nach außen sicher verankert werden. Von den schwimmenden

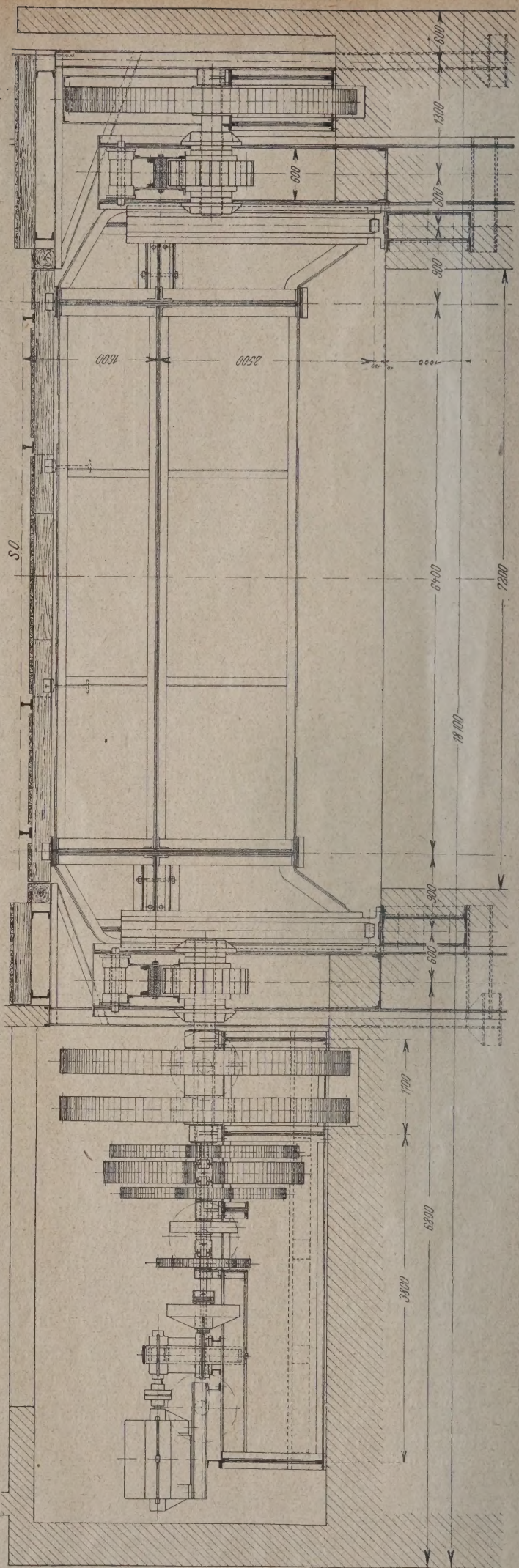


Abb. 47. Querschnitt durch die Klappbrücke mit Windwerk.

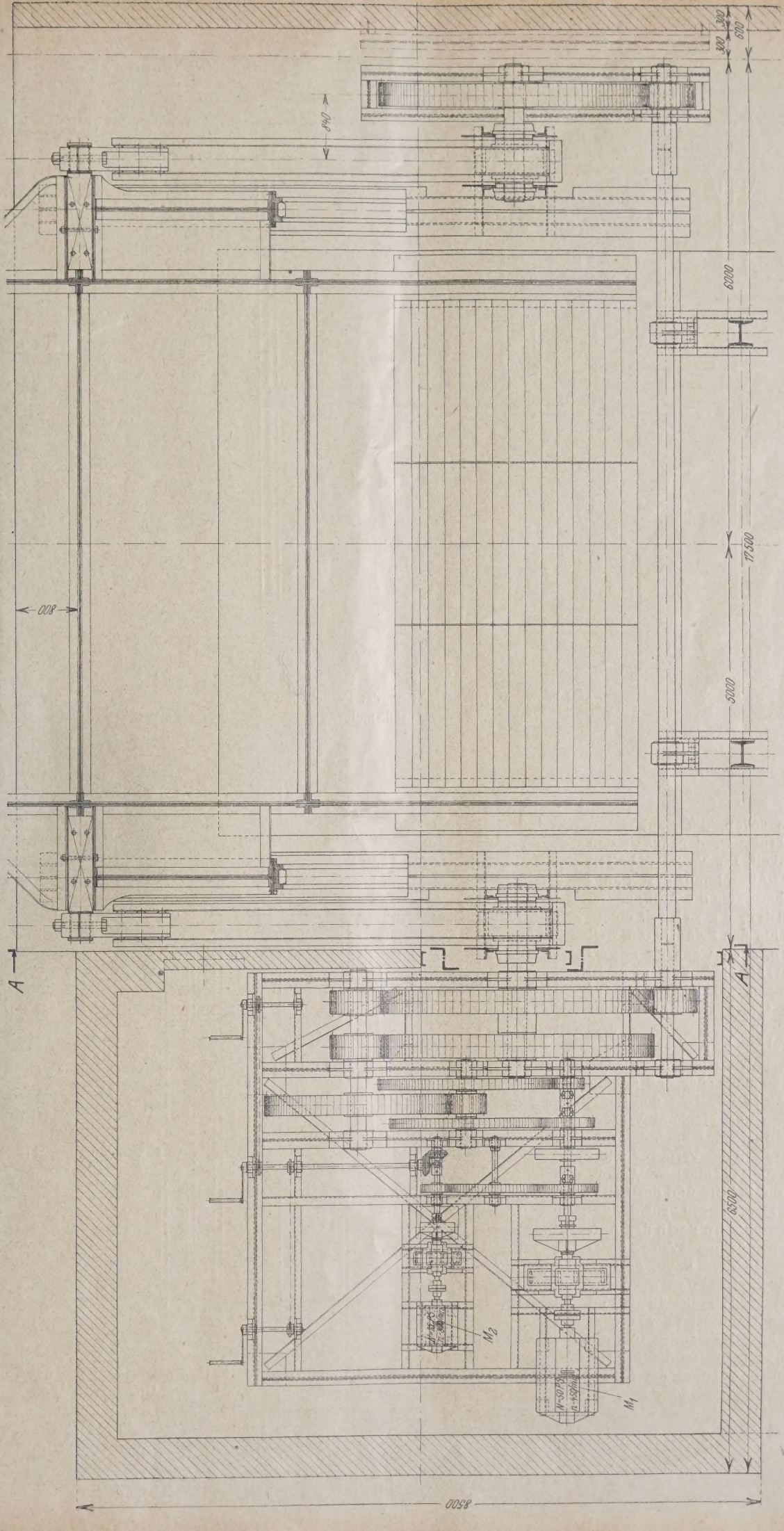


Abb. 48. Wagerechter Schnitt durch die Klappbrücke mit Windwerk.

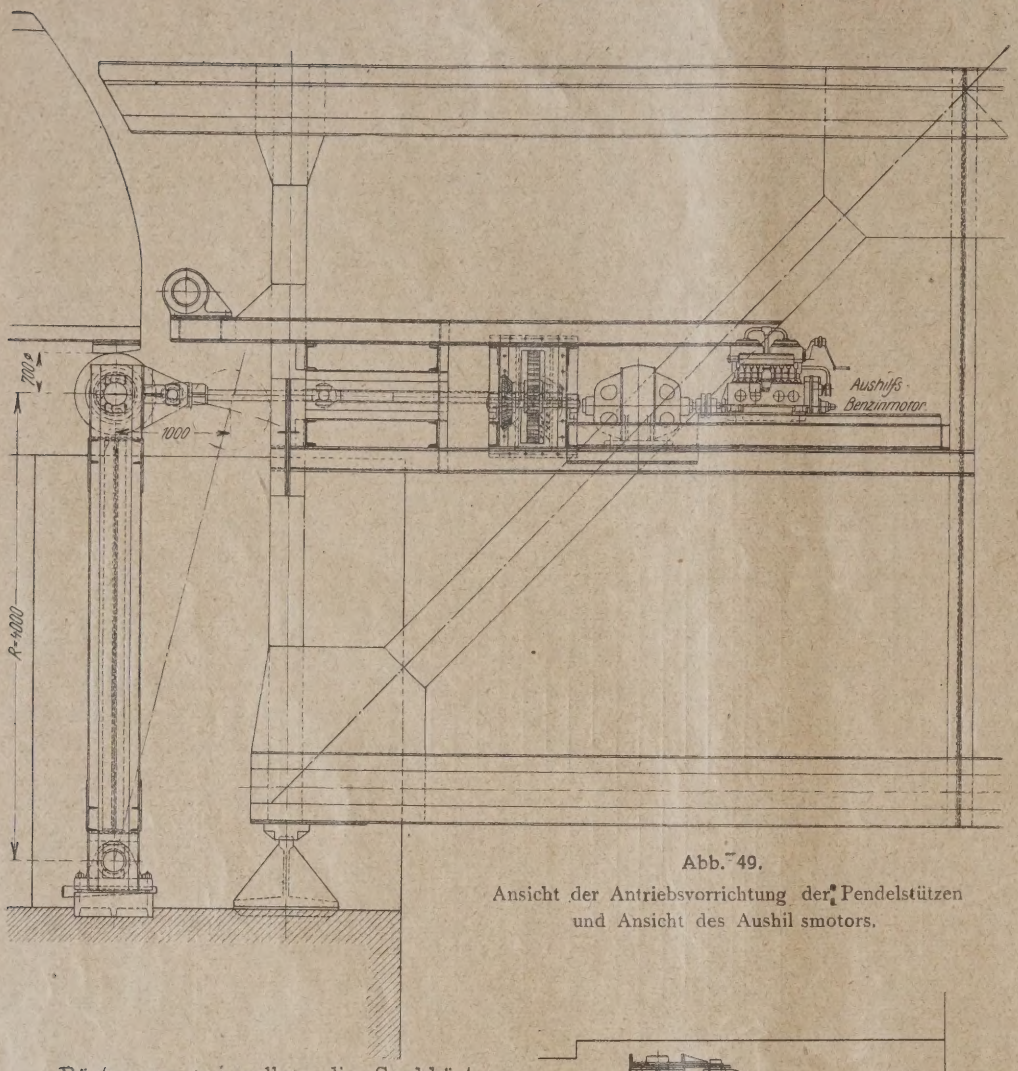


Abb. 49.
Ansicht der Antriebsvorrichtung der Pendelstützen und Ansicht des Aushilfsmotors.

stelle zu bringen, daß sie sich mit ihrer Schneide nur wenig über der geschütteten Insel befinden, und sie dann nach gehöriger Einweisung und Verankerung durch Abstellen des Luftdruckes im Arbeitsraum und Einpumpen von Wasserballast schnell auf die künstliche Insel aufzusetzen. Von hier aus können dann die Senkkästen ohne Gerüste abgesenkt werden. Die Reibung in der starken Kiesschicht genügt, um sie vor Versackung zu schützen. Dieses Verfahren setzt natürlich voraus, daß die Senkkästen mit ausreichend hohen Mänteln aus Eisen oder Eisenbeton versehen sind, so daß das Wasser beim Absetzen der Senkkästen auf die Kiesschüttung nicht in den inneren Pfeilerraum von oben eindringen kann.

(Fortsetzung folgt.)

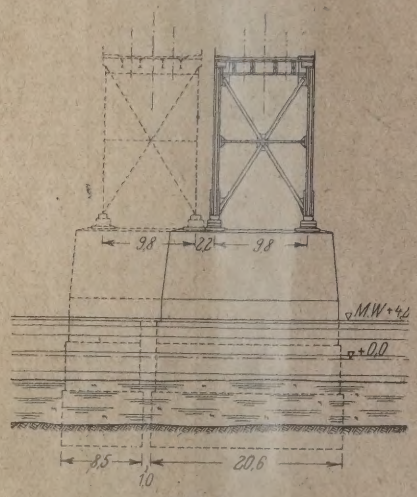


Abb. 51.
Pfeiler in der südlichen Fahrstrasse.

Rüstungen aus sollen die Senkkästen dann solange geführt werden, bis sie den Fels erreicht haben. Die Verfasser halten diese Art der Absenkung des Senkkastens für sicherer, als die Aufhängung an festen Gerüsten, die sich mit einem Pfahlunterbau auf den Fels stützen, weil die Pfahlspitzen, auch wenn sie mit eisernen Schuhen bewehrt sind, nicht in den Fels eindringen und daher leicht auf der geneigten Oberfläche des Felsens abrutschen können.

Die vorgeschlagene Aufhängung der Senkkästen an schwimmenden Gerüsten ist nur in dem Falle sicher und zweckmäßig, daß an der Baustelle nicht mit heftigen Winden und starkem Wellengang zu rechnen ist, was nach den örtlichen Feststellungen der Verfasser allerdings zutreffen soll. Bei starkem Wellengang könnten die Schiffe und der Senkkasten solche Bewegungen zueinander machen, daß einzelne Spindeln der Aufhängung in unzulässiger Weise überlastet würden. In dem Falle, daß an der Baustelle doch stärkerer Wellengang zu erwarten ist, ist es zweckmäßiger und sicherer, an den Standorten der Pfeiler zunächst starke Kiesinseln in die Schlammschicht hineinzuschütten, dann die Senkkästen mit Druckluft in der Arbeitskammer schwimmend so zur Bau-

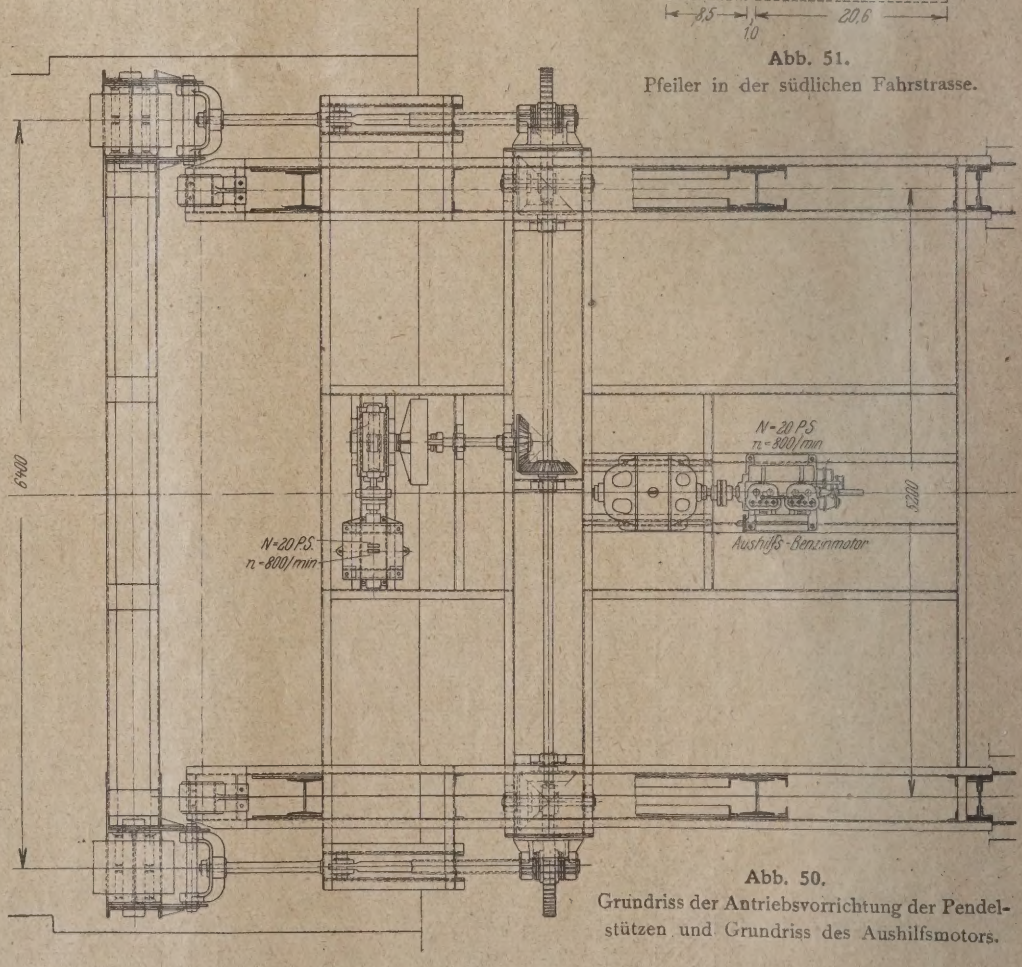


Abb. 50.
Grundriss der Antriebsvorrichtung der Pendelstützen und Grundriss des Aushilfsmotors.

DIE ENTWICKLUNG DES FLUGZEUG- UND LUFTSCHIFFHALLENBAUES [1].

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Richard Sonntag, Beratender Ingenieur: V. B. I., in Friedrichshagen bei Berlin.

A. Flugzeughallen [2].

Der eigentliche Flugzeughallenbau[3]) setzte i. J. 1912 ein. Vorher waren lediglich in größter Eile und mit beschränkten Mitteln wenig vollkommene Schuppen gebaut worden. Nur in Weimar hatte bereits i. J. 1911 Justizrat Mardersteig, ein Hauptförderer des entstehenden deutschen Flugwesens, für den „Verein für Luftverkehr" eine bessere Halle bauen lassen. Der i. J. 1912 gegründete „Deutsche Flugverband" und der im gleichen Jahre aus dem früheren „Deutschen Luftschifferverband" hervorgegangene „Deutsche Luftfahrerverband" machten sich dann die praktische Förderung des deutschen Flugwesens im nationalen Interesse und im Dienste der Heeresverwaltung zur Aufgabe, und zwar in erster Linie durch Schaffung von Flugstützpunkten.

Diese sollten Nothäfen für auf der Fahrt befindliche deutsche Flieger sein und wurden im Einvernehmen mit der Heeresverwaltung über das ganze Reich planmäßig verteilt. Sie wurden von Gemeinden angelegt, wobei diese von einem der genannten Verbände beraten wurden und das Reich oder sonstige Körperschaften eine Verzinsung des Baukapitals übernahmen. Ein Stützpunkt benötigte ein Gelände von rund wenigstens 400 · 250 qm und besaß eine Halle von allgemein festgelegten Abmessungen mit Angliederung eines Aufenthalts- und Vorratsraumes für die Flieger, eines Geräte- und Werkzeugraumes zur Aufbewahrung von Hilfsmitteln für die Vornahme von Wiederherstellungs- und Instandsetzungsarbeiten in Notfällen, einer Abortanlage und einer Benzinlagerungsstelle. Aufenthalts- und Geräteraum waren heizbar. Die Abmessungen der Normalhalle waren: 30 m l. Länge, 21 m l. Tiefe und 4,7 m l. Torhöhe. Die 20 m weite Toröffnung wurde mit einfachen, in 2 versetzten Bahnen laufenden Schiebetoren verschlossen. Das Hallengerippe konnte in Eisen oder in Holz ausgeführt werden.

Gleichfalls i. J. 1912 errichtete die Heeresverwaltung die ersten endgültigen Bauten auf Militärflugplätzen. Anfang d. J. 1913 wurden die ersten allgemeinen Grundsätze für die Herstellung solcher Bauten aufgestellt. Militärflugplätze wurden möglichst in unmittelbarer Angliederung an Luftschiffhäfen[4]) angelegt. Ein solcher benötigt für feststehende Luftschiffhallen ein Gelände von wenigstens 800 . 800 qm, für Drehhallen einen Durchmesser von wenigstens 1000 m. Die Anlage der Häfen und Plätze erfolgte vielfach durch Gemeinden mit Unterstützung seitens der Heeresverwaltung, wobei das Gelände von ersteren durch Kauf oder Pacht sicherzustellen war. Zwecks teilweiser Deckung der Betriebskosten und der Verzinsung blieben die Flugplätze, soweit sie nicht rein militärische Anlagen waren, privaten Unternehmungen überlassen. Es wurden die Ansiedelung von Flugzeugindustrien und Lehranstalten und die Veranstaltung von Schauflügen empfohlen. Für den Betrieb eines Flugplatzes sind folgende bauliche Anlagen erforderlich: Flugplatzhallen für die Bergung der Flugzeuge und die Vornahme leichter Instandsetzungsarbeiten, Werkstätten für Wiederherstellungsarbeiten, Schuppen für Bau- und Abfallstoffe, Asch- und Müllgrube, Abortanlage, Benzinlagerungsstelle, Versorgung mit Wasser, Kraft und Licht, Leuchtfeuer und Signalanlagen für das Fahren und Landen bei Nacht, Straßen- und Bahnanschluß, Motorenprüfstand, Kraftfahrzeugschuppen für den Nachrichten- und Sanitätsdienst, Station für erste Hilfeleistung bei Unglücksfällen, Mannschaftskaserne oder Fliegerheim, Kantinen oder Restaurationsräume, Zuschauertribünen und Pförtnerwohnung.

Die normalen Bergungshallen, schlechthin Flugzeughallen genannt, für kleinere und mittlere Flugzeuge, hatten anfangs durchweg die gleiche Tiefe von 21 m und bestanden aus einer beliebig großen Zahl unmittelbar aneinander gereihter Felder mit 20 m Torweite und 4,7 m l. Höhe, die im Innern der Halle durch keinerlei Stützen voneinander getrennt waren, so daß in der Halle ungehinderter Längsverkehr möglich war und sich in den Torwänden nur zwischen den einzelnen Feldern bzw. Toröffnungen Stützen befanden. Mit der zunehmenden Größenentwicklung der Landflugzeuge wurden größere Hallentiefen erforderlich und entsprechend den Spannweiten und der Anzahl und Ausbildungsweise der Tragdecks auch größere l. Höhen und Torweiten.

Außerhalb des Bereiches der Heeresverwaltung und in der Hauptsache erst während des Krieges vollzog sich die Entwicklung des Wasserflugwesens. Es kommen da, abgesehen von Fabrikations- und privaten Versuchsanlagen, vorerst fast ausschließlich Militär- bzw. Marineanlagen in Betracht. Wasserflugplätze lassen sich weniger einheitlich ausbilden als Landflugplätze weil ihre Gestaltung nicht nur von herrschenden Windrichtungen, Umriß und Größe des verfügbaren Platzes, sondern außerdem noch von der Lage und Eigenart der zu benutzenden Wasserfläche abhängig ist. Bekanntlich ruhen Landflugzeuge in der Ruhelage auf Rädern, Wasserflugzeuge dagegen auf ihren Schwimmern. Erstere können nach der Landung ohne weiteres auf ihren eigenen Rädern vom Platz in die Halle gefahren werden, wobei nur erforderlich ist, daß die Platzfläche einigermaßen fest und gut entwässert ist, sodaß nur im Notfalle besonders befestigte Startbahnen erforderlich werden. Letztere müssen für den Transport nach erfolgtem Niedergehen entweder noch im Wasser auf Rolljoche oder Rollwagen gesetzt werden, um dann auf ansteigenden sogenannten Ablaufbahnen aus dem Wasser zum Flugplatz und weiter auf besonderen Betonbahnen zur Halle gefahren zu werden oder sie werden unmittelbar aus dem Wasser mit Drehkranen hochgehoben und auf dem Platze oder einer plattformartigen Verlängerung desselben auf Rolljoche abgesetzt. Letztere Maßnahme kommt einerseits bei sehr unruhigem Wasser, anderseits für sehr große Flugzeuge in Frage.

Durch diese Verschiedenheit des Flugzeugtransportes wird zum Teil auch die Hallenkonstruktion beeinflußt. Während sich nämlich die kleinen Wasserflugzeuge und auch noch die Groß- bzw. G-Flugzeuge auf den Rolljochen annähernd wie die Landflugzeuge auf ihren Rädern frei bewegen lassen, werden zur Bewegung der Riesen- bzw. R-Flugzeuge mittels Rollwagen besondere Schienenwege, Schiebebühnen, Drehscheiben, Zugvorrichtungen und dergl. Einrichtungen mehr erforderlich. Die kleinen und die G-Flugzeuge sind daher auch innerhalb der Halle an und für sich frei beweglich und benötigen freitragende, weitgespannte und stützenfreie Räume, während die R-Flugzeuge in der Halle an bestimmte Schienenbahnen und Liegeplätzegebunden sind, so daß in R-Flugzeug-Hallen an den Stellen Stützen angeordnet werden können, die von dem Rumpf und den Tragdecks der Flugzeuge nicht bestrichen werden. Hiermit ergibt sich eine Verminderung der Stützweiten und der Kosten und eine erhöhte Sicherheit gegen Einsturz bei Bombenwurf. Die inneren Stützen gestatten die Ausbildung von Kragkonstruktionen über den Toröffnungen, so daß in den Torebenen sogenannte stützenfreie Wände entstehen. Solche wies auch

---

[1]) Nach einem vom Verfasser am 28. II. 19. in der Ortsgruppe „Norden in Ostfriesland" des „Reichsbundes deutscher Technik" gehaltenen öffentlichen Vortrag mit Lichtbildern.

[2]) Die hier über Flugzeug- und Luftschiffhallen zu machenden Angaben beziehen sich auf Anlagen innerhalb unserer Landesgrenzen, nicht auch auf solche im Felde.

[3]) R. Sonntag: „Über die Entwicklung und den heutigen Stand des deutschen Flugzeughallenbaues", mit 91 Abb. und 1 Tafel, Berlin 1914, Verlag „Deutsche Bauzeitung".

[4]) G. Christians: „Anlage und Betrieb von Luftschiffhäfen", mit 47 Abb., Berlin und München 1914, Verlag von R. Oldenbourg.

die Marine-Einheitshalle[5]) mit Einheiten von 18 m Länge und 25 m Tiefe auf, bei der nur in Hallenmitte Stützen angeordnet waren, so daß sich Kragbinder mit 12,5 m Ausladung ergaben.

Da die Kosten von Transportvorrichtungen für R-Flugzeuge erhebliche sind und ihre Beschaffung viel Zeit erfordert, wurden auch behelfsmäßige Hallen[6]) geschaffen, die ganz im Wasser stehen, so daß das Flugzeug zu seiner Bergung überhaupt nicht an Land gebracht zu werden braucht. Die Fernhaltung schädlichen Wellenschlags bedingt dann besondere Maßnahmen. Vorrichtungen zum Heißen der Flugzeuge bis über dem Wasserspiegel werden benötigt.

Die Toröffnungen von G-Flugzeugen erreichten Weiten von 30 und 50 m und Höhen bis zu 7m, die von R-Flugzeugen Weiten von 50 m, im Entwurf bis zu 75m und Höhen von 17 und 18 m.

Für alle Flugzeughallen gilt folgendes:

Von den vielen für das rasche Schließen und Öffnen der Toröffnungen vorgeschlagenen Toranordnungen[3]) sind nur die Falttore und einfachen ebenen Schiebetore mit mehreren versetzten Bahnen häufiger ausgeführt worden. Wegen ihrer Einfachheit und Betriebssicherheit gelangen jetzt nur noch letztere zur Ausführung. Die Torscheiben laufen unten mit Spurkranzrädern auf Schienen und werden oben nur wagerecht geführt.

Für das Hallengrippe wurde zuerst Holz verwendet. Als aber bei größeren Ausführungen an den Torführungen unzulässige Formänderungen auftraten, ging man zum Eisen über, um während des Krieges infolge Eisenmangels wieder zum Holz zurückzukehren, und zwar insbesondere für sehr eilige und behelfsmäßige Bauten. Es war nur naturgemäß, wenn bei dem mit tektonisch neuen, dem Eisenbau entnommenen Konstruktionsformen wieder auflebenden Holzbau zunächst Erfahrungen gesammelt werden mußten. Für nicht zu große Stützweiten, d. h. bis 25 und 30 m, hat sich dann der Holzbau als verbesserungs- und leistungsfähig erwiesen, wenn die nötige Sorgfalt auf Konstruktion und Ausführung verwandt wurde. Dies brauchte eigentlich nicht besonders hinzugesetzt zu werden, denn diese Vorbedingung ist auch heute noch in gleicher Weise bei Eisen- und Eisenbetonbauten zu machen. Die Holzkonstruktionen wurden im Innern der Halle mit einem feuersicheren Anstrich versehen. Hallenbränden halten weder Konstruktionen in Holz noch solche in Eisen stand. Bei Stützweiten von mehr als 25 und 30 m lassen sich Zugbänder und Untergurte des Gewichtes und der Kosten wegen in Holz meist nicht mehr ausführen. Es wird dann Eisen genommen. Bei Eisenhallen werden zur Verminderung des Eisenbedarfes mit Vorteil Zweigelenkrahmen, Krag- und Gerberkonstruktionen verwendet. Die Verwendung von Eisenbeton war grundsätzlich bei Flugzeughallen nie ausgeschlossen; erst in letzter Zeit konnten aber einige Ausführungen verzeichnet werden. Zweifellos ist Eisenbeton feuersicherer als Holz und als Eisen. Infolge der benötigten großen Spannweiten wird aber die Verwendung von Eisenbeton im allgemeinen zu teuer werden.

Die Wände eiserner Hallen werden in ¼ bis ½ Stein starkem eisenbewehrtem Fachwerk ausgeführt, die von Holzhallen mit Holzschalung versehen. Für das Dach wird fast durchweg Holzschalung mit doppelter Papplage genommen. Da der Platz vor der Halle trocken gehalten werden muß und in der Regel über der Toröffnung ein Unterzug Platz findet, herrscht die Form des Pultdaches mit Entwässerung nach hinten vor. Für den Hallenboden empfiehlt sich Beton mit Zementestrich und an den Stellen, wo empfindliche Teile, wie Motoren, abgesetzt werden sollen, Holzbelag oder besser Holzpflaster. Steinholzbelag hat sich nicht bewährt. Die Belichtungs- bzw. Fensterfläche soll gut 10 v. H. der Hallengrundfläche betragen. Oberlichter sind wegen Fliegersicht und Abblendbarkeit der Halle bei Fliegergefahr tunlichst zu vermeiden, zumal sich durch Wandfenster und Lichtbänder über der Toröffnung hinreichende Belichtung erzielen läßt. Gute Lüftung ist zur schnellen Abführung von Benzindämpfen erforderlich. Anfangs wurden besondere Lüftungsschächte mit Bodenklappen vorgesehen. Es genügen aber die Undichtigkeiten der Torverschlüsse und Lüftungsflügel in den Wandfenstern. Mit Rücksicht auf vorzunehmende Instandsetzungsarbeiten und die Betriebsbereitschaft der Motoren müssen die Hallen heizbar sein. Es werden von außen bzw. von der Hallenrückseite aus zu bedienende Zirkulationsöfen und Dampfheizungen mit hochliegenden Rohren, auch Luftheizungen mit herabhängenden Heizschläuchen verwendet. Heizrohre am Boden und insbesondere Heizkanäle im Boden sind mit Rücksicht auf ausfließendes Benzin zu vermeiden. Der Hallenfußboden, das Gelände vor den Toren, der Start- und Landungsplatz, Start-, Beton- und Ablaufbahnen müssen nach jeder Richtung hin gut entwässert sein. Das übrige Flugplatzgelände erhält zur Verhütung von Sandwehen, die den Motoren sehr schädlich sind, eine Eindeckung mit Schlick, auch Lehm, Helmpflanzung oder am besten Grasnarbe.

B. Luftschiffhallen.

Der Luftschiffhallenbau[7]) setzte infolge des zeitlichen Vorsprunges der Luftschiffahrt weit früher ein als der Flugzeughallenbau. Graf Zeppelin begann bereits i. J. 1898 mit dem Bau einer hölzernen schwimmenden Pendelhalle auf dem Bodensee. I. J. 1904 errichtete sein Oberingenieur Dürr aus ihrem Baustoff eine feste Halle am Ufer des Sees bei Manzell und i. J. 1907 lenkte die aus Reichsmitteln gebaute schwimmende eiserne sogenannte Reichsballonhalle die allgemeine Aufmerksamkeit auf sich. I. J. 1908 wurde nach dem Echterdinger Schiffsunglück infolge günstigen Ausfalles der Zeppelinspende der Bau einer feststehenden Bauhalle in Friedrichshafen Gegenstand eines öffentlichen Wettbewerbes[8]), an dem sich viele Eisen-, Holz- und Eisenbetonbaufirmen beteiligten. Die Halle wurde in Eisen ausgeführt. Für die Bergung von Zeppelinen folgten dann bald mehrere Hallen in Holz und später vornehmlich solche in Eisen.

Die erste Halle für den Bau von Parsevalschiffen wurde i. J. 1906 in Reinickendorf in Holz errichtet. I. J. 1908 folgte die erste weitere in Bitterfeld. In den folgenden Jahren wurden mehrere Bergungshallen in Holz gebaut.

I. J. 1909 baute der Luftschiffbau Schütte-Lanz in Rheinau bei Mannheim seine erste Bauhalle in Holz. I. J. 1913 erhielt sie eine Verlängerung in Eisen. I. J. 1915 wurde sie vollständig durch eine eiserne Halle ersetzt. Eine weitere eiserne Halle wurde i. J. 1916 in Zeesen bei Königswusterhausen gebaut.

Die erste Luftschiffhalle überhaupt kann man in der i. J. 1886 für die Heeresverwaltung nach den Angaben des späteren Eisenbetonfachmannes Dr.-Ing. e. h. M. Koenen durch Hein, Lehmann u. Co. in Reinickendorf auf dem Tempelhofer Feld ingenieurmäßig erbauten eisernen Ballonhalle mit Schiebetoren erblicken. I. J. 1906 folgte eine weitere eiserne Ballonhalle für das Luftschifferbataillon in Reinickendorf und i. J. 1907 die durch De la Sauce und Kloß — D. Hirsch in Lichtenberg erbaute erste eiserne regelrechte Luftschiffhalle der Heeresverwaltung in Tegel für das Militärluftschiff Groß-Basenach. Die nach dem Aufschwung der Zeppeline folgenden zahlreichen weiteren Hallen der Heeresverwaltung waren hauptsächlich für solche bestimmt.

Von den vielen für Bergungsanlagen vorgeschlagenen Hallen- und Hafenformen[7]) gelangten bis heute nur sogenannte Längshallen zur Ausführung. Zuerst waren es die schwimmenden Pendelhallen auf dem Bodensee, und als die Luftschiffahrt endgültig von „Wasserungen" zu „Landungen" überging, bis

---

[5]) Th. Gesteschi: „Hölzerne Dachkonstruktionen, ihre Ausbildung und Berechnung" mit 343 Abb., Berlin 1919, Verlag von Wilh. Ernst und Sohn, Seite 196 u. f.

[6]) Nach der der Firma Carl Tuchscherer in Breslau II geschützten Bauweise.

[7]) R. Sonntag: „Über die Entwicklung und den heutigen Stand des deutschen Luftschiffhallenbaues" mit 146 Abb. und 1 Tafel, Berlin 1912-13 in „Zeitschrift für Bauwesen" und 1913 als Sonderabdruck im Verlag von Wilh. Ernst und Sohn in Berlin.

[8]) Vergl. „Deutsche Bauzeitung", Berlin 1909, Seite 62, 73, 89 und 114: „Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau" der „Deutschen Bauzeitung", 1909, Seite 9, 15, 17, 21, 29 und 33.

auf 2 Drehhallen durchweg feststehende Längshallen. Gelegentlich der I. L. A. i. J. 1909 in Frankfurt a. Main fanden zwar mehrere Luftschiffhallenwettbewerbe[9]) statt, die u. a. neben Drehhallenentwürfen auch solche von Rundhallen brachten, doch gelangte bisher keine Rundhalle zur Ausführung. Einen ständigen Gefahrpunkt für die Schiffe bildet deren Mittelstütze; viele betriebliche Einrichtungen lassen sich bei Längshallen besser verwirklichen. Dagegen baute i. J. 1910 die Akt.-Ges. Siemens & Halske in Biesdorf bei Berlin die erste drehbare Längshalle[10]), nachdem sie während ihrer Vorstudien i. J. 1907 bereits eine Rundhalle verworfen hatte. 2 Jahre später baute unter Benutzung der von dem Bauleiter der ersten Drehhalle Baurat Janisch, gemachten Erfahrungen die Marine eine Drehhalle in Nordholz. Von anderen Systemen[7]) hat meines Erachtens höchstens die Dreieckhalle[11]) als Schleusenhalle[12]) noch Aussicht auf Erfolg, weil sie trotz allseitiger Zugänglichkeit und gleichmäßiger großer Flächenausdehnung keiner Mittelstütze bedarf.

Bei den Längshallen unterscheidet man „einschiffige", in denen nur ein Schiff, „zweischiffige", in denen zwei Schiffe nebeneinander und „Doppelhallen", in denen zwei Schiffe unter einem Dach in zwei durch eine Längswand getrennten nebeneinander liegenden Räumen Platz finden können. Weiter unterscheidet man bei den „feststehenden" Längshallen im Gegensatz zu den „beweglichen" „ortsfeste" und „versetzbare" Hallen. Ortsfeste Hallen werden ein- und zweischiffig, seit mehreren Jahren jedoch fast nur noch zweischiffig ausgeführt; und zwar mit Rücksicht auf die für die Schiffsein- und -ausfahrt günstige Torweite selbst dann, wenn in der Regel nur ein Schiff geborgen werden soll. Versetzbare Hallen werden mit Rücksicht auf geringen Baustoff-, Arbeits- und Transportaufwand meist einschiffig gebaut. Man ist aber auch zur zweischiffigen Ausführung übergegangen, weil das Versetzen nicht so oft vorkommt. Von den beweglichen Hallen waren die Pendelhallen einschiffig. Die Drehhalle in Biesdorf ist gleichfalls einschiffig, die in Nordholz dagegen eine Doppelhalle.

Bei den Drehhallen[13]) unterscheidet man weiter solche „mit Boden" und solche „ohne Boden", die beiden ausgeführten Drehhallen sind solche mit Boden. Diese besitzen einen mit dem Hallenkörper fest verbundenen Boden, der sich mit ihm in einer flachen Grube dreht. Die Hallen ohne Boden haben haubenförmige Gestalt und drehen sich über einem im Gelände fest verlegten Boden. Während ein Schiff in jeder beliebigen Drehlage der Halle aufgenommen werden kann, muß die Halle zur Herbeiführung der Schlußlage immer erst bis über den festliegenden geländegleichen Boden gedreht und mit diesem verbunden werden. Die Anordnung wurde der Zeppelin-Hallenbau G. m. b. H. in Berlin geschützt. Sie besitzt meines Erachtens[13]) wesentliche betriebliche Nachteile. Eine Ausführung ist bisher nicht zustande gekommen. Die ersten Drehhallenentwürfe zeigten bis zu 5 konzentrische Schienengleise bzw. 20 Hallenstützpunkte. Die Biesdorfer Halle weist nur zwei und die Nordholzer nur ein Schienengleis auf. Dies war auch bei allen neueren Drehhallenentwürfen[14]) für Hallen mit und ohne Boden der Fall. Bei letzteren ist die Anordnung eines mittleren Führungszapfens nicht möglich. Es haben vielmehr die in abdeckbaren, kräftig fundierten Fahrkanälen[13])[14]) laufenden Wagen die wagerechte und lotrechte Stützung der Halle zu übernehmen.

Die Gründe, warum sich im allgemeinen Drehhallen nicht weiter eingeführt haben, sind: große Baukosten, Kompliziertheit der Anlage, geringere Betriebssicherheit gegenüber feststehenden Hallen und zu geringe Drehgeschwindigkeit. Man arbeitet ebensogut und noch besser mit feststehenden Hallen, wenn man ihre Achse in die am häufigsten vorkommende Windrichtung legt und sie mit beiderseitigen Giebeltoren und Einfahrvorrichtungen[4]) versieht. Es sind dies aus der Halle auf den Platz führende gut verankerte C-Eisenbahnen, in denen leicht bewegliche Laufkatzen laufen, die das Schiff an beiden Seiten mittels ausschaltbarer Drahtseile halten, so daß insbesondere beim Durchgang durch die Toröffnung die Wirkung der gefährlichen seitlichen Windböen ausgeschaltet wird. Um diese und im übrigen auch Luftwirbel möglichst auszuschalten, empfiehlt es sich, den Hallenkörper möglichst glatt[15]) zu gestalten und alle überflüssigen und unorganischen architektonischen Zutaten zu vermeiden.

Die noch vom Grafen Zeppelin gebauten ersten Bauhallen aus Holz hatten rd. 16 m l. Höhe, 16 m l. Weite und 150 m l. Länge. I. J. 1913 wurden für Bergungshallen eine l. Länge von 180 m und l. Torhöhen von 28 bis 30 m benötigt, wobei die l. Weite für einschiffige Hallen 35 m und für zweischiffige 60 m betrug. I. J. 1917 betrugen die Lichtmaße 200, 35 und 60 m. Vorgesehen wurden Abmessungen von 230, 38 und 75 m. Die jetzt verkehrenden Passagierschiffe kommen wieder mit geringeren Abmessungen aus. Desgleichen benötigen Bauhallen und insbesondere an gedeckte Schleusenräume[12]) angeschlossene Hallen geringere Weiten und Höhen.

Bergungshallen erhalten die notwendigsten Ausrüstungen zur Vornahme von Wiederherstellungs- und Instandsetzungsarbeiten. Im übrigen weisen sie folgende Einrichtungen auf: Versorgung mit Gas, Wasser, Elektrizität und Benzin, Blitzableiter, Leuchtfeuer, Abortanlagen und Nebenräume für Werkstätten, Lager, drahtlose Telegraphie, Photographie, Unterkunft, Verpflegung, Verwaltungs-, Wohlfahrts- und Sanitätszwecke.

Von den vielen für das rasche und sichere Öffnen und Schließen der Giebelöffnungen vorgeschlagenen[7]) Toranordnungen haben nur die Schwenktore mit kreisförmigen Bahnen und das einfache Schiebetor größere Ausführungszahlen aufzuweisen. Jetzt kommt ausschließlich letzteres mit Dreipunktstützung, d. h. zwei unteren lotrechten und wagerechten und einem oberen wagerechten Stützpunkten in Frage, nachdem man von den anfänglich benutzten Segeltuchverschlüssen der Toröffnungen wegen zu großer Beweglichkeit und Unmöglichkeit befriedigender Aufnahme der Kräfte in den Verspannungsseilen bald wieder abgekommen war.

Obgleich der Eisenbetonbau bei dem Friedrichshafener Wettbewerb sehr stark vertreten[16]) war und brauchbare Lösungen brachte, hat er sich für das Hallengerippe der hohen Baukosten wegen trotz größter Feuersicherheit und Widerstands-

[9]) Th. Landsberg: „Die Konstruktion von Luftschiffhallen", Bericht aus der Denkschrift der I. L. A. in Frankfurt a. M., Band II, Berlin 1909, Verlag von Julius Springer.

[10]) O. Krell: „Das Luftschiff der Simens-Schuckert-Werke und seine Halle". Berlin 1911, in „Zaitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt", Heft 5, 6 und 19.

[11]) Vergl. „Wochenschrift des Architektenvereins zu Berlin" 1918, S. 11 und „Zentralblatt der Bauverwaltung", Berlin 1914, S. 528.

[12]) Vergl. „Zentralblatt der Bauverwaltung", Berlin 1919, S. 572.

[13]) R. Sonntag: „Zur Entwicklung der drehbaren Luftschiffhallen", mit 15 Abb., Berlin 1914, Sonderabdruck aus „Deutsche Bauzeitung", 1914, Nr. 12 und 14.

[14]) Der in „Der Eisenbau", (Verlag von Wilh. Engelmann in Leipzig) 1920, Seite 18 u. f. erschienene Aufsatz von W. L. Andrée „Neuere Systeme von Luftschiffhallen" wurde bereits im Jahre 1915 zum Druck gegeben, konnte aber infolge Einspruches der militärischen Zensur erst jetzt erscheinen. Er geht zwar auf einige beachtenswerte statische Einzelheiten näher ein, bringt aber gegenüber den unter Anm. 7) und 13) angeführten Quellen vom Jahre 1913 grundsätzlich nichts Neues. Die erwähnte „umlegbare und durch Versetzen drehbare Halle System Ermus" wurde von mir bereits i. J. 1913 in einem im „Architekten-Verein zu Berlin" gehaltenen Vortrage im Lichtbilde vorgeführt. Sie stellt eine technische Unmöglichkeit dar. Bei den wenigen erfolgten Ausführungen ist denn auch praktisch weder eine Drehung noch ein Umlegen in Frage gekommen. Vergl. „Deutsche Bauzeitung", 1919, Seite 115. Auch die von Andrée erwähnten Entwürfe der Deutschen Maschinenfabrik in Duisburg von Drehhallen mit eingespannter Mittelstütze wurden damals bereits von mir gezeigt. Vergl. auch Anm. 4, 5, 9 und 10 in der unter Anm. 13) angeführten Quelle. Die Entwürfe fußten auf der hier wesensfremden Stützweise von Riesenhammerkranen und hatten keine Aussicht auf Erfolg.

[15]) R. Sonntag: „Ein Beitrag zur Klärung der Frage: Ein- oder zweischiffige Luftschiffhallen? Unter besonderer Berücksichtigung ihrer Flächengestaltung". Mit 25 Abb. Berlin 1915, Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, 1915, S. 762 ff.

[16]) A. Haenig: „Luftschiffhallenbau", mit 3 Abb. Rostock i. M. 1910, Verlag C. I. E. Volckmann Nachfolger (E. Wette).

fähigkeit gegen Explosionen und Sprengwirkungen bisher nicht einzuführen vermocht. Es dürfte aber seine Verwendbarkeit nach wie vor zu erwägen sein. Da bei dem Zustandekommen großer Hallenbauten eine ganze Reihe von Umständen in Frage kommt, die mit der reinen Baustofffrage keineswegs erschöpft sind, können auch eiserne Hallen, wie noch neuere Erfahrungen zeigen, an sich nicht als unbedingt zuverlässig gelten, Obgleich Hallen in Holz billiger werden als solche in Eisen. gelangt im Gegensatz zu den Verhältnissen zu Anfang des Luftschiffhallenbaues jetzt fast ausschließlich letzteres zur Verwendung. Eine eiserne Halle läßt sich exakter, starrer und dichter ausführen als eine Holzhalle. Bezüglich der Feuersicherheit von Holz und Eisen sind ausschlaggebende Gesichtspunkte und Erfahrungen nicht zu verzeichnen. Wie sich die Baustofffrage bei der unabsehbaren weiteren Entwicklung unserer wirtschaftlichen Verhältnisse gestalten wird, läßt sich nicht voraussagen.

Dach- und Wandverkleidungen der Hallen müssen zur Verminderung der ständigen Last möglichst leicht, im übrigen äußerst wetterbeständig und widerstandsfähig sein. Für die Dachhaut werden neben Pappe und Ruberoid auf Holzschalung auch Eternit bzw. Asbestschieferplatten und eisenbewehrte Bimsbetonplatten mit wasserdichtem Belag oder Anstrich verwendet. Für die Wände kommen bei ortsfesten feststehenden Hallen ½ Stein starkes Eisenfachwerk, bei versetzbaren eisernen und auch sonstigen Holzhallen mit Ruberoid verkleidete oder gespundete und gestäbte Holzschalung — gegebenenfalls in fertigen Tafeln — und bei Drehhallen ¼ Stein starke Steinwände, Bimsbeton, Tekton oder dergleichen sonstige leichte Bauweisen in Frage. Der Boden von feststehenden Hallen und Drehhallen ohne Boden wird im allgemeinen mit Beton und Zementestrich und an Stellen für das Absetzen von empfindlichen Konstruktionsteilen mit Holz belegt. Er muß gut entwässerbar sein. Für Drehhallen mit Boden empfiehlt sich des geringeren Gewichtes wegen Holz oder Bimsbeton, auch Steinholzbelag.

Die Flächen der jetzt ausschließlich benutzten eisernen Torgerippe werden im allgemeinen mit Eternit, die unteren Torflächen mit Eisenblech verkleidet. Das früher bei eisernen Hallen und Toren verwendete Wellblech ist gänzlich außer Betracht gekommen.

Die Belichtung der Hallen erfolgt durch Oberlichter und Wandfenster. Bei Fliegergefahr am besten nur durch letztere, da sie leichter abzublenden sind. Als gesamte Belichtungsfläche genügen rund 20 v. H. der Hallengrundfläche. Oberlichter erhalten Drahtglas, damit keine Scheiben herabfallen können, Wandfenster lichtverteilende Verglasung, wodurch eine gleichmäßigere Helligkeit erreicht wird. Zur Abführung von Gas und Benzindämpfen ist schnelle Lüftungsmöglichkeit erforderlich. Sie wird durch Hauben am Dachfirst und Schiebefenster in den Wänden ermöglicht. Eine Heizung des riesigen Hallenraumes mit seiner verhältnismäßig dünnen Verkleidung — nur bei Bauhallen empfiehlt sich weitgehenderer Wärmeschutz — ist schwer durchführbar und mit Rücksicht darauf unerwünscht, daß Aus- und Einfahrt leichter vonstatten gehen, wenn der Luftzustand innerhalb der Halle gleich dem außerhalb derselben ist. Es empfiehlt sich aber bei kaltem Wetter örtliche Beheizung, insbesondere das Anwärmen der Motorgondeln. Größte Beachtung ist der Feuersicherheit zu schenken. Insbesondere ist Vorsicht beim Verlegen elektrischer Leitungen geboten. Die allseitige Zugänglichkeit der Schiffe innerhalb der Halle wird durch aufgehängte fahrbare besonders geformte Leitern, mit Rädern versehene Feuerwehrleitern, hängende und stehende Gerüste ermöglicht. Die Aufhängung von Schiffen (Zeppeline) erfolgt an durchlaufenden Deckenträgern, eine untere Abstützung (Schütte-Lanz) auf versetzbaren Böcken.

C. Schlußwort.

Die vorstehend in aller Kürze gegebene Übersicht betr. den Luftschiff- und Flugzeughallenbau behandelt ein deutsches Betätigungsfeld, das die entsprechenden Leistungen aller anderen Länder an Mannigfaltigkeit und Vollkommenheit weit übertrifft und unserem technischen Bildungswesen und unserer Industrie zur größten Ehre gereicht. Auch in dem uns später feindlich gesinnten Auslande sind vor dem Kriege zahlreiche Ausführungen erfolgt. Die Behandlung der Drehhalle ohne Boden stellt wohl die schwierigste Aufgabe dar, die bisher dem Eisenhochbau und dem mit beweglichen Eisenkonstruktionen befaßten Maschinenbau gestellt wurde.

Weniger allgemein bekannt, aber deshalb nicht weniger erwähnenswert, sind die geistigen und geldlichen Opfer, die von Erfindern, Ingenieuren und Firmen dem Flugzeug- und insbesondere dem Luftschiffhallenbau dargebracht wurden, ohne daß die bei weitem größte Mehrzahl derselben Erfolg haben konnte. Es lag dies vor allem daran, daß die tatsächlichen Erfahrungen und wirklichen Bedürfnisse der Luftfahrt zu wenig bekannt wurden. Es war daher ein Hauptzweck meiner ersten Hallenveröffentlichungen und -Vorträge, einerseits dem geistigen Eigentum gerecht zu werden, anderseits durch Herausschälung der wesentlichen Hallenbauaufgaben beschränkend und zugleich fördernd zu wirken.

Bei der ungeahnten Mannigfaltigkeit der nicht zum Stillstand kommenden Entwicklung des Luftfahrwesens war es für den Techniker eine Freude, aus dem Vollen schöpfen zu können und eine Lust zu leben. Nach einem Hinweis auf unsere damalige günstige wirtschaftliche Lage und die so erhebende rege allgemeine Arbeitsfreudigkeit schloß ich i. J. 1913 meinen ersten Vortrag mit den Worten: „Möge dies fernerhin noch lange der Fall sein und der deutschen Luftfahrt die Kriegsprobe noch lange erspart bleiben!"

Inzwischen hat sie diese Probe glänzend bestanden. Die fernere freie Entwicklungsmöglichkeit ist aber gehemmt. Eine nennenswerte weitere Entfaltung des Lufthallenbaues ist einstweilen nicht zu erwarten. Möge aber die deutsche Technik in vertrauensvollem Rückblick auf vergangene Leistungen niemals den Mut und auch nicht die Fähigkeit zu neuen bahnbrechenden Taten verlieren!

D. Zusammenfassung.

Es wird eine zusammenhängende Übersicht über die Entwicklung unseres Flugzeug- und Luftschiffhallenbaues innerhalb der Landesgrenzen an Hand geschichtlicher Daten gegeben. Die benötigten Hallenabmessungen, geeigneten Baustoffe und erforderlichen Ausstattungen werden unter Berücksichtigung der Fortschritte des Luftfahrwesens und der Zweckbestimmung der verschiedenen Hallenbauweisen erläutert.

HOCHWERTIGE SPEZIALZEMENTE.

Vortrag gehalten auf der 22. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins zu Nürnberg 1919.

Von Staatsbahnrat Spindel, Innsbruck.

Meine sehr geehrten Herren!

Der geehrte Vorstand des Deutschen Betonvereins hat mich durch die freundliche Einladung zu diesem Vortrage zu großem Danke verpflichtet, da er mir dadurch die Möglichkeit geboten hat, vor den berufenen Vertretern der deutschen Betonfachwelt zu berichten, welche namhaften Erfolge mit hochwertigem Zement und Beton auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues erzielt werden konnten. Sowohl als praktisch tätiger Bauingenieur wie auch als Leiter der Materialprüfungs- und Versuchsstation für Baumaterialien der österr. Staatseisenbahnverwaltung, die Großverbraucher von Zement ist, mußte ich stets dahin streben, alle wertvollen Eigenschaften,

die sich dem Portlandzement noch abgewinnen lassen, für das Bauwesen und die Portlandzement verarbeitenden Betriebe restlos zu verwerten. In dieser Hinsicht lassen wir uns hier alle von den gleichen Gesichtspunkten leiten und darum hoffe ich, mit meinen heutigen Ausführungen dazu beizutragen, daß die errungenen Erfolge durch unsere gemeinsame Arbeit der Allgemeinheit zugänglich gemacht werden.

Meine Herren! Sie kennen die langjährigen Bemühungen, die darauf hinaus liefen, allgemein gültige Methoden zu schaffen, um die technisch wichtigen und wertvollen Eigenschaften des Portlandzements einwandfrei festzustellen. Das praktische Ergebnis dieser Betätigung war die fallweise Aufstellung der sogenannten „Normen".

Es wurden hierbei insbesondere für die Festigkeiten Mindestwerte festgesetzt, die eine Ware noch unbedingt aufweisen muß, um unter dem Namen Portlandzement zur Verwendung zugelassen zu werden. Da bei der jeweiligen Festsetzung dieser Kleinstwerte in den Normen inerhalb der aus technischen Gründen noch zulässigen Grenzen auch auf Erzeugnisse von minderer Güte Rücksicht genommen werden mußte und selbst Erzeuger besserer Ware auch für unvorhergesehene Ausnahmefälle gedeckt sein wollten, ist es leicht begreiflich, daß die Grenzwerte der Normen selbst von mittelmäßiger Handelsware noch weit übertroffen werden.

Mit Hilfe der Normen kann daher nur verhindert werden, daß völlig minderwertiger oder geradezu unbrauchbarer Portlandzement auf den Markt kommt. Wie ich bereits im Jahre 1913 in der Tonindsutriezeitung dargelegt habe, erweisen sich jedoch die Normen als unzulänglich, um die Portlandzemente bezüglich vieler wertvoller technischer Eigenschaften zu unterscheiden und zu bewerten und sich danach eine Ware von besonderer Güte zu sichern.

Trotz aller Unzulänglichkeiten boten jedoch die Normen immerhin das Mittel, um zu erkennen, daß die einzelnen Portlandzemente des Handels ganz bedeutende Güteunterschiede aufweisen, die teilweise sogar größer sind als zwischen minderen Portlandzementen nach den Normen und guten hydraulischen Kalken, Romanzementen und dergl. von der Betonbauweise geächteten Bindemitteln. Nichtsdestoweniger hielt es die Zementindustrie aus mir nicht ganz verständlichen, angeblich wirtschaftlichen Gründen, für geboten, die einzelnen Portlandzemente bezüglich ihrer Güte gar nicht weiter zu unterscheiden und zu bewerten.

Der trotz 5 Jahre Spezialzement noch immer beibehaltene Zustand, daß sämtliche in den Handel gebrachten Portlandzemente ungeachtet ihrer außergewöhnlich hohen Güteunterschiede als gleich bewertet werden bzw. werden müssen und den Verbrauchern zumeist gar kein Einfluß darauf zusteht, Portlandzemente mit bestimmten, wenn auch leicht erreichbaren Güteeigenschaften zu erhalten, hemmt die Entwicklung der Portlandzement- und Bauindustrie in einer nicht länger zu rechtfertigenden Weise. Wir alle haben uns im Laufe der Zeit an diesen Zustand schon derart gewöhnt, daß wir, um die Unhaltbarkeit desselben zu erfassen, uns die derzeit gänzlich unmögliche Vorstellung machen müßten, daß sämtliche von den Eisen- und Stahlwerken in den Handel gebrachten Eisen- und Stahlqualitäten nur unter dem Sammelnamen Eisen oder enger begrenzt unter dem Namen Flußeisen vorkommen, und daß für alle diese vom hochwertigen Qualitätsstahl bis zum gewöhnlichen Handelseisen nur eine einzige, und zwar eine solche Gütevorschrift gültig wäre, der auch die mindesten Handelseisensorten genügen können.

Wie aus den Protokollen des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten entnommen werden kann, sind die Festigkeitsunterschiede bei den einzelnen Portlandzementen des Handels tatsächlich größer, als zwischen den hochwertigen Stählen und den minderen Handelseisen. Dabei muß noch bedacht werden, daß die guten Handelszemente noch lange nicht die Grenzen des bei technisch und wirtschaftlich vervollkommneter Arbeitsweise Erreichbaren darstellen, da ja die auf Qualität arbeitenden Zementwerke ihre besseren Erzeugnisse bisher gleichsam nur aus technischem Ehrgeiz herstellten und keine Preisregelung nach der Qualität erreichen konnten.

Nach meinen Erfahrungen bei den Versuchen zur Erzeugung eines hochwertigen Spezialzementes kann ich versichern, daß mit technisch vollkommenen Einrichtungen und Arbeitsmethoden sich bei völlig wirtschaftlicher Arbeitsweise Zemente herstellen lassen, die gegenüber jenen, welche nur den Normenanforderungen entsprechen, ähnliche Güteunterschiede aufweisen, wie die allerbesten Konstruktionsstähle für den Automobil- und Flugzeugbau gegenüber der Qualität von Hochbauträgern.

Während nun die Eisen und Stahl verarbeitenden Industrien hinsichtlich des Bezuges und der Verwendung der hochwertigen Konstruktionsstähle von den Stahlwerken in jeder erdenklichen Weise unterstützt werden — wo wären sonst unsere Automobile und Flugzeuge —, war es wenigstens bis vor kurzem den Zementverbrauchern nicht möglich, sich selbst für teueres Geld einen höherwertigen Portlandzement zu sichern. Festigkeiten, die über die Normen gehen, werden den Verbrauchern, wie sich der Vertreter der österr. Portlandzementindustrie einmal bei einer Sitzung sehr bezeichnend ausdrückte, als Trinkgelder gegeben.

Anläßlich der im Jahre 1911 erfolgten Aufstellung der österr. ministeriellen Vorschriften für Beton- und Eisenbetontragwerke wurde die Zementindustrie seitens der Verbraucher und Behörden dringendst ersucht, für Eisenbetontragwerke höherwertige Portlandzemente zur Verfügung zu stellen. Trotz der unverkennbaren Bedeutung, welche die Erfüllung dieses nur allzu berechtigten Wunsches für die weitere Entwicklung und für den Wettbewerb der Eisenbetonbauweise mit anderen Baumaterialien gehabt hätte, wurde nach langen Verhandlungen bloß das sehr bescheidene Zugeständnis gemacht, daß für Eisenbetontragwerke ein Spezialzement geliefert werde, der nach 28-tägiger Erhärtung sage und schreibe 22 kg/cm² Zugfestigkeit und 220 kg pro cm² Druckfestigkeit (statt der zwei Jahre später festgesetzten allgemeinen Normenfestigkeiten von 20 bzw. 200 kg/cm² aufweist. Diese Festigkeiten waren nach der damaligen Angabe des Vertreters der österr. Zementindustrie das äußerste Maß, das im Hinblick auf die Leistungsfähigkeit der österr. Portlandzementindustrie zugestanden werden konnte. Dieser „sogenannte Spezialzement" für Eisenbetontragwerke, der natürlich noch zu der schlechtesten Handelsware gehörte, erhielt einen, wenn ich nicht irre, grünen Zettel mit der Aufschrift „Spezialzement", für welchen Zettel die Abnehmer den gleichen Preiszuschlag bezahlen mußten, wie später für unsere wirklich „hochwertigen Spezialzemente".

Das waren die Verhältnisse bei uns und, wenn ich recht unterrichtet bin, jedenfalls auch nicht viel anders bei Ihnen, bevor unsere Maßnahmen bezüglich des hochwertigen Spezialzementes einsetzten.

Es ist begreiflich, daß gerade die Eisenbahnverwaltungen, deren Anlagen zumeist nicht nur rasch in Betrieb genommen und sehr hohen Beanspruchungen ausgesetzt werden müssen, sondern auch im Interesse der Wirtschaftlichkeit eine hohe Lebensdauer aufweisen sollen, bezüglich der an den Portlandzement zu stellenden Anforderungen ebenso wie hinsichtlich der Güteeigenschaften anderer wichtigen Bau- und Maschinenmaterialien in erster Linie interessiert sind. Unsere Staatsbahnverwaltung konnte sich daher nicht damit begnügen, in der von ihr in Innsbruck errichteten Prüfungsanstalt die Zementversuchungen lediglich auf die Normenproben zu beschränken. Es mußte vielmehr angestrebt werden, auch die in den Normen nicht behandelten, hochwichtigen Eigenschaften des Portlandzementes zu erforschen und sie für das Bauwesen und für die sonstigen Zwecke der Bahnverwaltung nützlich zu machen.

Da über unsere diesbezüglichen technischen Versuche und Erprobungen keine eigenen Jahresberichte herausgegeben werden, möchte ich an dieser Stelle nur bemerken, daß wir in unserem Prüfungslaboratorium Zement und Beton nach allen

bisher wissenschaftlich und praktisch ausgebildeten Methoden untersuchen und hierfür auch einige neue Versuchsmethoden geschaffen haben. Die anläßlich der Austragung von Streitfällen durchgeführten technischen und mikroskopischen Untersuchungen zur Ermittlung des Mischungsverhältnisses bei erhärteten Zementmörteln und zur Bestimmung des Prozentgehaltes an Schwachbrand bei geliefertem Portlandzement bildeten den Ausgangspunkt zu unseren Studien für hochwertigen Spezialzement.

Von den bei uns neuausgebildeten Versuchsmethoden für Zement und Beton seien im Nachstehenden nur kurz[1]) genannt:

1. Eine Kugelschlagprobe, die es ermöglicht, mit einem kleinen Taschenapparat die Erhärtungskurve der Bindemittel an der Baustelle fortlaufend zu verfolgen.

2. Eine Biegeprobe mit Diagrammaufnahme, die es ermöglicht, nebst der Biegefestigkeit auch die Elastizitätsverhältnisse in einfachster Weise zeichnerisch zu ermitteln. Diese Probe dient insbesondere zur Untersuchung der Elastizitätsverhältnisse des Mörtels und Betons anläßlich unserer Bestrebungen, für die Eisenbetonweise einen dehnbareren Beton zu schaffen, um die Rißbildungen in der Zugzone zu vermeiden.

3. Eine Versuchsmethode, zur mikroskopischen Messung der Schwindung von Zement und Beton vom Zeitpunkte der Bereitung des Zementbreies, Mörtels oder Betons. Im Gegensatz zu den bisherigen Methoden, welche die Messung der Schwindung erst nach 24- bis 48-stündiger Erhärtung, also erst zu einem Zeitpunkte gestatteten, in dem die Schwindung bereits ganz bedeutend vorgeschritten war, läßt die von uns ausgebildete Methode tatsächlich den gesamten Verlauf der Schwindungskurve von dem Augenblick des Wasserzusatzes erkennen, was Herr Geheimrat Prof. Gary bei seinen Untersuchungen als so wünschenswert, jedoch als vorerst nicht durchführbar bezeichnet hatte. Mit Hilfe dieser Methode waren wir imstande, den Zeitpunkt zu bestimmen, zu welchem bei der Verbundbauweise infolge der Erhärtung des Betons im Beton und Eisen Schwindspannungen entstehen und diese auch messend zu verfolgen. Der bekannte Betonfachmann Dr.-Ing. C. Haberkalt hat nach Besichtigung dieser Versuche in unserem Laboratorium deren Ergebnisse in seiner Abhandlung über die Berechnung der Schwindspannungen bei Beton- und Eisenbetonkonstruktionen (in der Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst Jahrgang 1916, Heft 44—46) zum Teil schon berücksichtigt und auf diese Versuche auch besonders hingewiesen.

4. Eine Versuchsmethode zur Untersuchung der Wärmeleitung bei den verschiedenen Baumaterialien und Mauerwerksgattungen, welch letztere unter Mitwirkung des Physikers Dr. Tagger der Universität Innsbruck erst in allerjüngster Zeit ausgebildet worden ist. Diese letzteren Versuche im Verein mit den nach bekannten Methoden durchgeführten Untersuchungen über Nässe- und Luftdurchlässigkeit dienten als Grundlage für die Schaffung eines hygienisch einwandfreien Baumaterials in der Form eines neuen Betonhohlsteines. Über diese Versuche werde ich anläßlich meines für Mitte Oktober l. J. im Verein der Ingenieure für Tirol und Vorarlberg anberaumten Vortrages über sparsame Bauweise nähere Mitteilung machen.

Was nun die Festigkeitsprüfung der Zemente nach den Normen betrifft, hatten wir schon lange erkannt, daß die Normenbestimmungen, wonach die Festigkeitsprüfung nur nach 7 und 28 Tagen erfolgt, für die Zement verarbeitenden Industrien als großer Mangel empfunden werden muß. Aber nicht etwa wegen Unkenntnis der nach Monaten oder Jahren zu erreichenden Zukunftsfestigkeiten, sondern wegen der Anfangsfestigkeit in den ersten Tagen. Anläßlich unserer Erzeugung von Betonwaren war es für eine wirtschaftliche Arbeitsweise unbedingt nötig, daß die hergestellten Waren bereits nach einer Erhärtungsdauer von 1 bis längstens 2 Tagen von ihren Unterlagen auf der Erzeugungsstelle entfernt und auf den Lagerplatz gebracht werden. Wir machten nun häufig die Erfahrung, daß Zemente mit hohen Normenfestigkeiten nach 7- und 28-tägiger Erhärtung den Anforderungen der Zementwarenerzeuger nicht entsprechen konnten, weil diese Zemente eine ungenügende Anfangserhärtung nach 1 bis 2 Tagen aufwiesen. Ebenso wie bei der Betonwarenerzeugung tritt im Eisenbahnbetriebe sowie im Bauwesen überhaupt des öfteren die dringende Notwendigkeit ein, Bauwerke oder Bauteile herzustellen, die bereits nach 2- bis 3-tägiger Erhärtung in Benutzung genommen werden müssen, statt ihnen die bis vor kurzem bei uns noch behördlich vorgeschriebene Erhärtungsdauer von 6 Wochen gönnen zu können.

Wir haben daher seit Jahren bei der Staatsbahndirektion Innsbruck nebst den Normenproben auch die Festigkeitsprüfung nach 2-tägiger Erhärtung eingeführt und stellen bei Bedarf die Festigkeiten sogar nach eintägiger Erhärtung fest. Die Festigkeitsunterschiede der einzelnen Zemente bei 1- und 2-tägiger Erhärtung sind öfters noch größer, als bei der Prüfung nach 7- und 28-tägiger Erhärtung.

Es gibt Zemente, die die Normenfestigkeiten weitaus übertreffen und dabei nach 2-tägiger Erhärtung nur etwa 4 bis 5 kg/cm² Zugfestigkeit und 40 bis 50 kg/cm² Druckfestigkeit aufweisen, dagegen haben wir jetzt Zemente, die in der gleichen Zeit die für 28-tägige Erhärtung vorgeschriebenen Normenfestigkeiten überschreiten. Es wurden anläßlich unserer Versuche sogar Portlandzemente hergestellt, die nach 2-tägiger Erhärtung mehr als 400 kg/cm² Druckfestigkeit ergeben haben.

Bei unseren Bestrebungen, hohe Festigkeiten schon nach 2-tägiger Erhärtung zu erreichen, mußten wir auf die weitere Festigkeitszunahme besonders Rücksicht nehmen. Wir haben uns daher die Aufgabe gestellt, einen Portlandzement zu erzeugen, der nach einer Erhärtungsdauer von 2 Tagen mindestens die für 28-tägige Erhärtung vorgeschriebenen Normenfestigkeiten aufweist und dabei im Verlaufe der weiteren Erhärtung schon in den nächsten Tagen eine derartige Festigkeitszunahme zeigt, wie sie die gewöhnlichen Handelszemente nach den Normen erst nach Monaten, ja selbst Jahren erreichen.

Diese Absicht ist durch inniges Zusammenarbeiten der Staatsbahndirektion Innsbruck mit einem unserer Zementlieferer gelungen. Es kann im Rahmen dieser Ausführungen auf die Einzelheiten der Entwicklung nicht weiter eingegangen werden. Es sei nur bemerkt, daß die Herstellung eines hochwertigen Zementes ebenso wie bei einem Qualitätsstahl eine äußerst sorgfältige Behandlung in der chemischen Zusammensetzung und in der Aufbereitung sowie beim Brennen und beim Mahlen erfordert. Es wurden vorerst nur kleinere Versuchsmengen und erst viel später ganze Wagenladungen hergestellt, bis schließlich eine regelmäßige Erzeugung möglich war. Anläßlich dieser mit der Zementfabrik gemeinsam durchgeführten fortlaufenden Versuche konnte erst ein ungefähres Bild erhalten werden, welche Erfolge auf dem Gebiete der Zementerzeugung und -verwendung viel leichter zu erreichen sind, als in der Stahlindustrie, woselbst die Herstellung von Qualitätsstählen viel mehr Aufwand an technischer Sonderarbeit und an Kosten erfordert. Die Preiserhöhung für den damals hergestellten hochwertigen Portlandzement, gegenüber den gewöhnlichen Handelszementen betrug nur etwa 10%.

Die betreffende Zementfabrik hatte bereits Ende 1913 und anfangs 1914 für die Staatsbahndirektion fortlaufend hochwertigen Spezialzement erzeugt und geliefert, der bei den laufenden Abnahmen in den Monaten Januar bis April 1914 nach 2-tägiger Erhärtung 185 bis 283 kg/cm², nach 7-tägiger Erhärtung 454 bis 503 kg/cm², und nach 28-tägiger Wasserlagerung 536 bis 620 kg/cm² Druckfestigkeit aufwies. Ich bemerke ausdrücklich, daß es sich bei diesen Festigkeitsziffern nur um die laufenden Lieferungen und nicht etwa um Versuchszemente handelte. Einer unserer Versuchszemente mit etwa 20 Sack hatte nach 2 Tagen 420,5 kg/cm²,

[1]) Der Vortragende hat im Vortrage auch einige kurze Aufklärungen über diese neuen Untersuchungsmethoden gegeben, deren Wiedergabe jedoch im Hinblicke auf die bevorstehende ausführliche Veröffentlichung unterbleibt.

nach 7 Tagen 585 kg/cm² und nach 28 Tagen Wasserlagerung 706 kg/cm² Druckfestigkeit ergeben.

Da die angeführten Probeergebnisse den laufenden Lieferungen entstammen und die gemeinsamen Versuche noch die Möglichkeit einer Steigerung der ausgewiesenen Festigkeitsziffern ergaben, wurden von der Staatsbahndirektion im Einvernehmen mit der Fabrik für diesen hochwertigen Spezialzement als Mindestwerte vorgeschrieben, daß er bereits nach 2-tägiger Erhärtung schon die in den Normen (damals noch vom Jahre 1907) für 28-tägige Erhärtung vorgeschriebenen Zug- und Druckfestigkeiten, das ist 18 kg/cm² Zugfestigkeit und 180 kg/cm² Druckfestigkeit, erreichen und nach 7-tägiger Erhärtung mindestens 450 kg/cm² Druckfestigkeit aufweisen müsse. Der Zement mußte hierbei selbstverständlich langsam bindend sein und allen sonstigen in den Normen vorgesehenen und auch sonst üblichen Raumbeständigkeitsproben entsprechen.

Meine Herren! In dem vorgeführten Schaubild (Abb. 1) sehen Sie im unteren Teile den Verlauf der Erhärtungslinien für die verschiedenen an unsere Staatsbahndirektion gelieferten Handelszemente im Vergleich zu den Normenfestigkeiten und den von diesen nur wenig verschiedenen Festigkeiten des „sogenannten Spezialzemente" für Eisenbetontragwerke. Im oberen Teile sehen Sie den Verlauf der Erhärtungslinien für unseren „hochwertigen Spezialzement" und die hierfür aufgestellten Festigkeitsvorschriften. Aus Abb. 1 ist auch zu ersehen, daß der Verlauf der Festigkeitslinien von Portlandzementen mit niederer und hoher Anfangserhärtung vielfach schon nach 7-tägiger Erhärtung ungefähr parallel gerichtet ist.

Ebenso ist aus Abb. 2 zu entnehmen, daß für Portlandzemente mit niederen und hohen Normenfestigkeiten der weitere Verlauf der Erhärtungslinien bis zu einem Jahre in fast paralleler Richtung verläuft, so daß alle Vertröstungen über das Einholen der Festigkeit bei schwachen Zementen nicht begründet sind.

Aus dem Verlauf der Erhärtungslinien in Abb. 1 können Sie sich schon eine klare Vorstellung darüber machen, welche Leistungen mit unserem hochwertigen Spezialzement und mit durch Proben richtig ausgewählten Zuschlagsstoffen bei sachgemäßer Verarbeitung erzielt werden können.

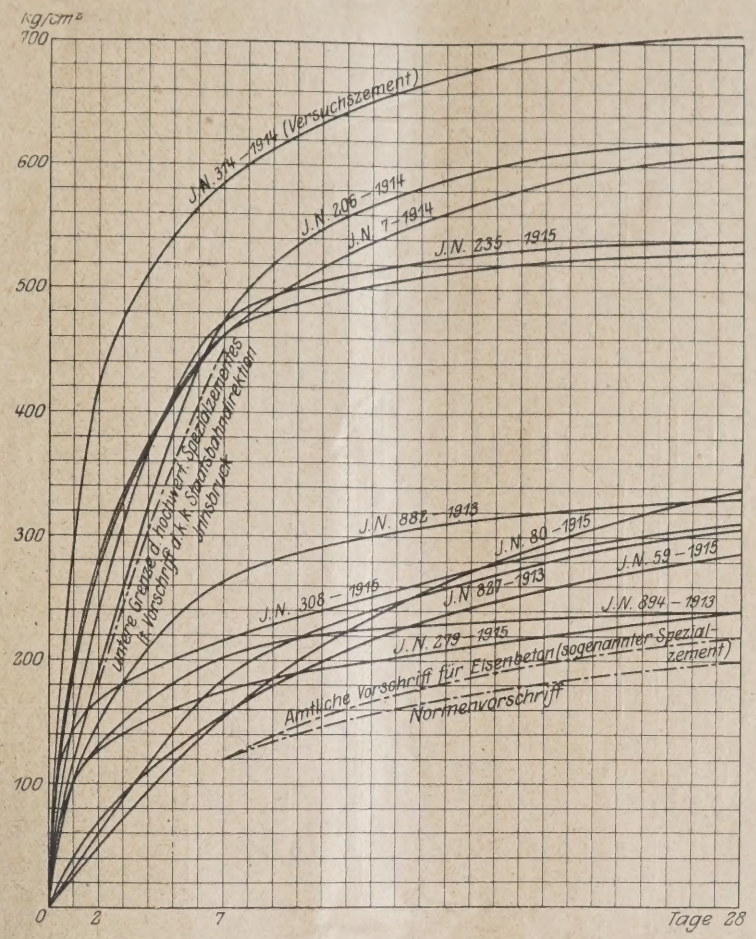


Abb. 1.

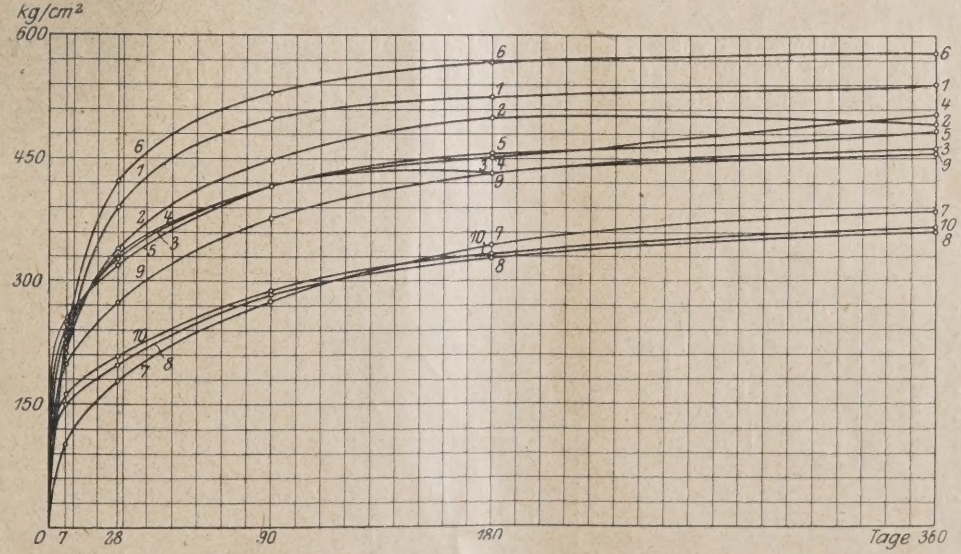


Abb. 2.

Es kann nicht oft genug wiederholt werden, daß auch mit hochwertigem Spezialzement nicht viel gedient ist, wenn man nicht die technischen Voraussetzungen erfüllen kann, diesen Zement auch zu einem hochwertigen Beton zu verarbeiten, wozu nicht weniger Erfahrung und Sachkenntnis gehört, als zur Erzeugung des hochwertigen Zements selbst. Der Laie kann es gar nicht begreifen, daß die Herstellung eines guten Betons zumindest die gleiche Schulung erfordert, wie die Bereitung eines guten Gerichtes, bei welchem Anlaß auch bekanntlich der beste Rohstoff verdorben werden kann, während anderseits mit recht bescheidenen Mitteln noch befriedigende Erfolge erzielt werden können.

Ich kann daher auch für die Erfolge des hochwertigen Spezialzementes nur bezüglich der nach stehend behandelten Fälle eintreten, bei welchen mir die Überwachung der Arbeiten vom Beginn der Zementerzeugung in der Fabrik bis zur Inbetriebnahme der betreffenden Bauwerke möglich war.

Ich muß dies aus dem Grunde besonders hervorheben, weil einige Herren die Unvorsichtigkeit begangen haben, einen Zement zu untersuchen, der gar kein Spezialzement nach unseren Vorschriften war, und dann allerhand unzulässige Schlüsse gezogen hatten.

Da wir in der Staatsbahndirektion auch die zur Mörtel- und Betonbereitung verwendeten Sande und Kiese in ähnlicher Weise wie den Zement selbst durch Festigkeitsproben ziffermäßig bewerten, waren wir dauernd in der Lage, durch

Verwendung eines hochwertigen Spezialzementes mit geeigneten Zuschlagsmaterialien Mörtel- und Betonfestigkeiten zu erreichen, wie sie uns vorher nicht bekannt waren. Ein mit diesem Spezialzement und dem als Abfallprodukt aus unserem

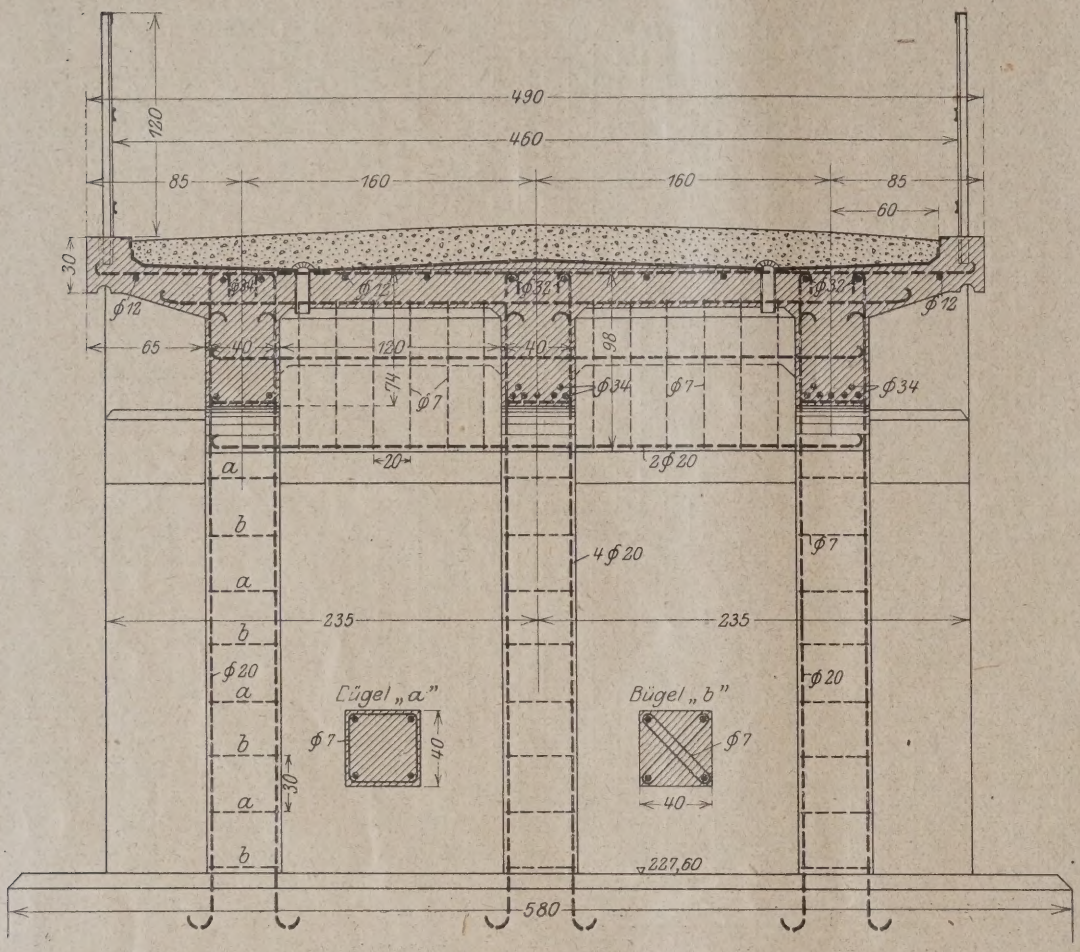


Abb 3. Querschnitt.

Schotterwerk gewonnenen, allerdings ganz ausgezeichneten Kalkquetschsand bzw. Kalkkies im Raummischungsverhältnis 1 : 3 hergestellter grober Mörtel hat nach 7-tägiger Erhärtung im feuchten Sande eine Druckfestigkeit von 770 bis 792 kg/cm² und nach 28-tägiger Erhärtung eine Druckfestigkeit von 914 bis 920 kg/cm² ergeben.

Diese Festigkeiten wurden hierbei zum Vergleich mit der Steinfestigkeit nur an Würfeln mit 7cm Kantenlänge ermittelt, die in der gleichen Weise wie die Probekörper für Zementdruckproben angefertigt worden sind.

Die mit Spezialzement und dem oben genannten Zuschlagsmaterial im Raummischungsverhältnis 1 : 3 nach den Vorschriften des Deutschen Betonvereins hergestellten Betonproben mit 20 cm Kantenlänge haben nach 7-tägiger Erhärtung 503 bis 518 kg/cm² und nach 14-tägiger Erhärtung 583 bis 605 kg/cm² Druckfestigkeit aufgewiesen.

Im Hinblick auf diese Ergebnisse hatte es die Staatsbahndirektion ernstlich in Erwägung gezogen, anläßlich des damals beabsichtigten Umbaues der den Technikerkreisen bekannten Trisannabrücke am Arlberg für das große Gewölbe mit 86 m Weite statt der von weit herzuführenden Quadern aus Granit oder einem ähnlichen zuverlässigen Steinmaterial Betonquader zu verwenden. Behufs Beobachtung des Verhaltens solcher Betonquader im Betriebe wurden im Jahre 1914 für mehrere kleinere Brückentragwerke statt der vorgeschriebenen Auflagequader aus Granit selbsterzeugte Betonquader mit hochwertigem Spezialzement hergestellt, die sich sehr gut bewährt haben. Die erste praktische Auswertung des hochwertigen Spezialzementes für Bauzwecke in größerem Maßstabe erfolgte in der Weise, daß die Staatsbahndirektion dringende Betonbauten, wie Putzgruben, kleinere Eisenbetontragwerke und ähnliches statt nach einer vorgeschriebenen Erhärtungsdauer von 6 Wochen schon nach 2 bis 3 Tagen der Belastung durch Lokomotiven aussetzen konnte. Auf Grund der im Materialprüfungslaboratorium nach den bereits erwähnten mikroskopischen Methoden durchgeführten Versuche über das Schwinden des Zements und Betons anläßlich der Erhärtung hat die Staatsbahndirektion den Spezialzement mit eigens hierfür gesiebtem Sande an Stelle des fehlenden Bleies zum Dichten von Wasserleitungsrohren in Wasserstationen verwendet. Die unter meiner Aufsicht gedichteten Wasserleitungsrohre konnten schon innerhalb 24 bis 28 Stunden nach der Verlegung der Druckprobe unterzogen werden.

Durch Ausschaltung der in der Literatur vielfach verbreiteten grundsätzlichen Irrtümer bezüglich der Auswahl der Zuschlagsstoffe für einen wasserdichten Beton konnten wir mit diesem hochwertigen Spezialzement und richtig gewählten Zuschlagsstoffen Eisenbetonbehälter für Wasserstationen mit 10 bis 15 cm Wandstärke herstellen, deren Beton auch ohne

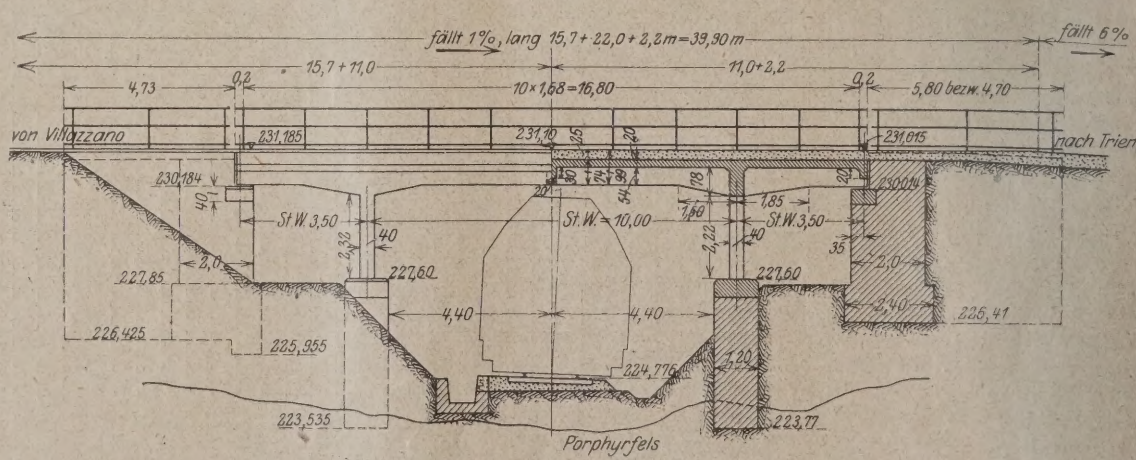


Abb. 4. Ansicht und Längenschnitt.

jedweden Innenverputz schon nach mehreren Tagen vollkommen wasserundurchlässig, ja geradezu porzellanartig dicht war.

Eine besonders vorteilhafte Ausnutzung des hochwertigen Spezialzements ergab sich zuerst bei den im Jahre 1915 durchgeführten Umbau einer über die Eisenbahn führenden Straßenbrücke erster Klasse.

Diese, ursprünglich aus Holz hergestellte Überfahrtsbrücke mußte wegen Altersschwäche und der unvorhergesehenen erhöhten Anforderungen, die während der Kriegszeit an sie gestellt wurden, dringendst gegen eine neue ausgewechselt werden. Das neue Tragwerk mit einer Fahrbahnbreite von 4,60 m war als Eisenbetonbauwerk, bestehend aus 3 kontinuierlichen Trägern mit einer Mittelöffnung von 10 m und zwei Seitenöffnungen von je 3,5 m entworfen und sollte auf den zu erhöhenden Widerlagern und Pfeilern unmittelbar bzw. mittels Betoneisensäulen gelagert werden. Da der Umbau einer solchen Eisenbetonbrücke gewöhnlich einige Monate erforderte, war bei der politischen Begehung vorgesehen, vor dem Umbau neben der bestehenden Brücke ein Holzprovisorium herzustellen. Dieses erforderte allein eine Bauzeit von 3 Wochen mit einem sehr bedeutenden Kostenaufwande, ohne daß es die Möglichkeit geboten hätte, die schweren Mörser, wegen deren der Umbau der Brücke so dringend nötig geworden war, befördern zu können. Die Staatsbahndirektion entschloß sich daher, gestützt auf die günstigen Erfahrungen, den beteiligten Stellen eine Lösung vorzuschlagen, dis bis dahin noch als technisch unmöglich angesehen war.

Es sollte nämlich der Verkehr über die Brücke für etwa 2 Wochen gänzlich eingestellt werden. In diesem Zeitraume sollte das bestehende Holztragwerk abgetragen, das Gerüst für die neue Eisenbetonbrücke hergestellt, die bestehenden Widerlager und Pfeiler erhöht, das 17 m lange Tragwerk samt den Säulen betoniert und nach Abdeckung mit Asphalt und Herstellung der Straßenfahrbahn auch schon in Benutzung genommen werden.

Die Verwirklichung dieses Vorschlages wurde auch von der zuständigen technisch-militärischen Stelle, welche den von der Staatsbahndirektion geschaffenen Spezialzement in sachkundiger Weise als hervorragende Marke erkannt hat und bereits seit einiger Zeit im Interesse der vaterländischen Verteidigung mit ausgezeichnetem Erfolge verwendet hat, sofort in die Wege geleitet.

Die Innsbrucker Filiale der Betonbauunternehmung Ad. Ast & Co., welcher der gegenständliche Brückenbau übertragen worden ist, hat sich sofort bereit erklärt, die in Aussicht genommene Frist zur Fertigstellung trotz des Abganges geschulter Arbeitskräfte einzuhalten. Der Spezialzement wurde, wie üblich, in der Fabrik übernommen. Die ursprünglich von der Baustelle eingesendete Sandprobe hat trotz ihrer Reinheit wegen des großen Gehaltes an Feinmaterial nicht befriedigende Ergebnisse geliefert. Durch Aussuchen einer geeigneteren Gewinnungsstelle im gleichen Flußbette und Abschwemmen des glimmerhaltigen Feinmaterials konnte die Mörtelfestigkeit des Sandes allein um mehr als 100% erhöht werden. Auch der Schotter wurde von der gleichen Gewinnungsstelle mittels Wurfschieben in der geeigneten Korngröße und in ausgezeichneter Güte gewonnen.

Nebst den Festigkeitsproben für Zement, Sand und den Beton in dem beabsichtigten Mischungsverhältnis 1 : 2 : 2 wurden auch Haftfestigkeitsversuche zwischen Eisen und Beton durchgeführt, um festzustellen, ob auch die Haftfestigkeit nach einer Erhärtungsdauer von mehreren Tagen die erforderliche Höhe aufweist. Es wurden hierbei die Festigkeiten nach 2 und 7 Tagen für Zement und Sanderprobung, nach 4 und 7 Tagen für Betonerprobung, nach 2, 4 und 7 Tagen für Bestimmung der Haftfestigkeit durchgeführt, so daß sämtliche Materialproben innerhalb einer Woche, die der Einleitung der Arbeiten vor der eigentlichen Bauinangriffnahme vorausgingen (Vorbereitung und Transport der Gerüsthölzer und Eiseneinlagen usw.), vollständig durchgeführt waren. Da bereits die 2- und 4-tägigen Proben genügende Aufschlüsse über die Verwendbarkeit der Materialien lieferten, wurde durch diese Art der Untersuchung der Beweis erbracht, daß die richtig durchgeführte Erprobung keinerlei wie immer geartete Verzögerungen für den Baubeginn verursacht. Im nachstehenden werden die Ergebnisse der Erprobung angeführt.

1. Zement.

Erhärtungsbeginn	Abbindezeit	Zugfestigkeit in kg/cm²			Druckfestigkeit in kg/cm²		
		nach einer Erhärtungsdauer von					
		2	7	28	2	7	28
		Tagen Wasserlagerung					
2 St. 50 Min.	4 St. 12 Min.	23,3	27,5	31	261	403	482

2. Betondruckfestigkeit.

Mischungsverhältnis	Art der Probeherstellung	Beschaffenheit des Betons	Stampfarbeit (s. Bestimmungen des Ausschusses des Deutschen Betonvereins	Druckfestigkeit in kg/cm² nach Tagen	
				4	7
1 : 2 : 2	Laboratorium	erdfeucht	halbe Stampfarbeit[2])	275	350
1 : 2 : 2	Laboratorium	plastisch	halbe Stampfarbeit[2])	230	316
1 : 2 : 2	Bauplatz	plastisch	die gleiche Stampfarbeit wie beim Stampfen des Tragwerkes	—	399[3])

3. Betonhaftfestigkeit.

Durchmesser des Rundeisens	Länge der einbetonierten Fläche	Mischungsverhältnis des Mörtels (ohne Schotter)	Haftfestigkeit in kg/cm² nach Tagen		
			2	4	7
14—16 mm	70 mm	1 : 2	23	43	50

Aus den vorstehenden Ziffern ist zu ersehen, daß bei dieser Lieferung die Güte des Spezialzementes infolge der plötzlich eingetretenen Massenerzeugung für den Bedarf bei den außergewöhnlichen Kriegsverhältnissen schon etwas zurückgegangen ist, aber immerhin noch vollständig geeignet war, im Verein mit den ausgezeichneten Zuschlagsstoffen ganz außerordentlich hohe Betonfestigkeiten zu liefern. Auf Grund dieser Ergebnisse hätte das vorbesprochene Betoneisentragwerk nach einer Erhärtungsdauer von längstens 4 Tagen mit einer weitaus höheren Sicherheit in Benutzung genommen werden können, als laut vorschriftsmäßiger Erhärtungsdauer von 6 Wochen für die Ausschalung und 8 Wochen für die Inbenutzungnahme vorgesehen war, da der Beton laut Vorschrift nach 6-wöchiger Erhärtung nur eine Druckfestigkeit von 150 kg/cm² aufweisen soll. Tatsächlich wurde das Betoneisentragwerk 5 Tage nach der Betonierung ausgeschalt und 7 Tage nach der Betonierung dem Verkehr übergeben. Unsere Kanoniere haben es sich allerdings

[2]) Die Hälfte der Stampfarbeit, wie sie vom Deutschen Betonverein vorgeschrieben ist.

[3]) Die durchgeführten Proben nach 6-wöchiger Erhärtung haben eine Druckfestigkeit von 605 kg/cm² ergeben.

nicht nehmen lassen, die Brücke bereits nach 3½-tägiger Erhärtung mit schweren Haubitzen zu befahren.

Ich habe die bereits einmal veröffentlichte Beschreibung über den Bau dieser Eisenbetonbrücke wiederum ausführlich geschildert, weil dieser Bau für die Verwendung des Betons zu dringenden Kriegsbauten, für die vorher nur Holz- und Eisenkonstruktionen in Frage gekommen sind, ausschlaggebend geworden ist und der Betonbauweise außerordentlich genützt hat.

Das durch meinen Vortrag im Verein der Ingenieure für Tirol und Vorarlberg erfolgte Bekanntwerden des Baues dieser Brücke hat in den Kreisen der Zementverbraucher seine Wirkung nicht verfehlt. Die Militärverwaltung hat diesen Spezialzement seither in alle Weltgegenden versendet und auf allen Kriegsschauplätzen verwendet. Er wurde beim Wiederaufbau der Pruthbrücke bei Czernowitz in der Bukowina, der Savebrücke bei Belgrad und für ähnliche wichtige Bauherstellungen verwendet. Zur Erläuterung der weiteren Fortschritte soll noch über einen Bau im Bereiche der Südbahn berichtet werden.

Anläßlich der im Jahre 1916 durchgeführten Offensive gegen Italien ergab sich die dringende Notwendigkeit, im Bereiche der Station Trient 2 neue Eisenbahngleise herzustellen und zu diesem Zwecke einen bestehenden gewölbten Durchlaß, die Lorettobrücke, für diese beiden Gleise zu verlängern. Da die Gleisachse gegen die Achse des Durchlasses nur etwa 40° geneigt war, wäre für die zu errichtenden beiden Gleise die Herstellung mehrerer sehr verwickelt ausgebildeter eiserner Hilfstragwerke nötig geworden, die teilweise auf den Rand des Gewölbes, teilweise auf sehr schwer zu errichtenden Holzjochen hätten gelagert werden müssen.

Aus den vorgeführten Lichtbildern[4]) ist leicht zu ersehen, daß diese Hilfstragwerke, die übrigens auch unter weniger ungünstigen Anlageverhältnissen für stark befahrene Stationsgleise nie erstrebenswert sind, im vorliegenden Falle ganz besondere Ausführungsschwierigkeiten bereitet hätten.

Das zuständige Armeekommando hat sich daher mit der Südbahn als Bauherrn und der Tiroler Bauunternehmung Ing. Riehl, die diesen Bau durchzuführen hatte, dahin geeinigt, daß die Verlängerung der Lorettobrücke trotz oder gerade wegen der großen Dringlichkeit nicht als vorläufiger, sondern gleich als endgültiger Bau erfolge, wobei die Widerlager und das Gewölbe für die neuen Gleise statt, wie beim alten Durchlasse, aus Steinquader in Beton mit hochwertigem Spezialzement hergestellt werden sollten. Meine Wenigkeit war damit betraut worden, diesen Bau sowohl bezüglich der Auswahl und Erprobung sämtlicher Baustoffe, als auch hinsichtlich der eigentlichen Betonierungsarbeiten an der Baustelle zu leiten. Die Vorarbeiten, wie Herstellen der Stützmauer für den Damm behufs Abtragung der bestehenden Flügelmauern, die Abtragung dieser Flügelmauern selbst und die Durchführung der Pfahlgründung war schon vorher bewerkstelligt worden. Die Verlängerung der Lorettobrücke erforderte insgesamt 786 m³ Betonmauerwerk ohne Gewölbe und 147 m³ Betongewölbemauerwerk.

Die neue Brücke wurde, um eine frühere Inbetriebnahme des vollendeten Anschlußgleises der Valsuganerbahn an die Station Trient der Südbahn zu ermöglichen, in getrennten Teilen ausgeführt. Im ersten Teile, das ist im Anschluß an das alte Quadermauerwerk, haben die gesamten Betonierungsarbeiten vom Beginn der Herstellung der Widerlagergrundungen bis zum Gewölbeschluß 5 Tage gedauert. Innerhalb 2 Tagen nach Fertigstellung des Betongewölbes wurde dieses bereits ausgeschalt und war zum Befahren durch die Eisenbahnzüge bereit. Es war jedoch nicht möglich gewesen, in dieser kurzen Zeit die Gewölbeabdeckung, Überschüttung und Beschotterung durchzuführen und den Oberbau zu legen. Auch bei diesem Bau, der mit ungeschulten russischen Kriegsgefangenen durchgeführt werden mußte, hatten der Spezialzement, die an Ort und Stelle erfolgte richtige Auswahl der Zuschlagsstoffe, die sachgemäße Bereitung und Verarbeitung des Betons, die Erprobung des Zements sowie der an der Baustelle hergestellten Betonwürfel die volle Sicherheit unserer Anordnungen gewährleistet.

Die an der Baustelle hergestellten Betonproben haben nach 2-tägiger Erhärtung eine Druckfestigkeit von 153 kg/cm² aufgewiesen, während die ministeriellen Vorschriften bei dem gleichen Mischungsverhältnis von 1 : 4 für das Gewölbebetonmauerwerk nach 6-wöchentlicher Erhärtung nur eine Druckfestigkeit von 150 kg/cm² vorschreiben.

Es soll noch besonders hervorgehoben werden, daß diese rasche Ausschalung nicht deswegen angeordnet worden ist, um etwa einen Rekord aufzustellen, sondern nur deshalb, weil unsere bereits erwähnten Versuche über die Schwindung des Zements und Betons, die übrigens auch an kleinen Gewölbemodellen durchgeführt worden sind, ergeben haben, daß es durchaus nicht zweckmäßig wäre, Betongewölbe länger auf den Gerüsten zu belassen, als für die Tragfähigkeit dieser Gewölbe nötig ist, da andernfalls infolge der Behinderung der Schwindung des Betons durch die Gerüste im Beton selbst hohe Zugspannungen, ja sogar Risse auftreten können. Diese Eigenschaft des Schwindens ist bekanntlich nicht nur dem Spezialzement eigen, sondern ausnahmslos jedem aus Portlandzement hergestellten Beton. Vor einigen Jahren hatte ich Gelegenheit, zahlreiche Betongewölbe zu untersuchen, die von einer sehr soliden Bauunternehmung etwa 5 Jahre vorher bei einem größeren Eisenbahnviadukt mit gewöhnlichem Portlandzement hergestellt worden waren. Wir konnten bei vielen Gewölben Risse beobachten, die durch die ganze Gewölbestärke gingen und dadurch, daß sie nicht immer senkrecht zur Leibung waren, die Sicherheit der betreffenden Bauwerke herabsetzen. Bei einem vor mehreren Jahren ebenfalls mit gewöhnlichem Handelsportlandzement ausgeführten großen Viaduktbau hat mir der betreffende Bauleiter über Rißbildungen im Gewölbe Mitteilung gemacht, die noch vor der Ausschalung derselben entstanden und Anlaß gegeben haben, einzelne Teile der Gewölbe auszuwechseln. Die unangenehmen Erfahrungen, die mit solchen Gewölben von anderer Stelle gemacht worden sind, hatten uns mit veranlaßt, die bereits mehrfach erwähnten Schwindproben in unserem Laboratorium durchzuführen, deren Ergebnisse auch die Ihnen bekanntgewordenen Untersuchungen des Herrn Baurates Perkuhn über die Rißbildungen in Eisenbetonbauwerken aufklären. Unsere diesbezüglichen Erfahrungen waren dafür bestimmend, daß das Gewölbe der Lorettobrücke trotz der verhältnismäßig kleinen Lichtweite in einzelnen Quaderabschnitten betoniert und daß weiters die Ausschalung so ungewöhnlich rasch verfügt worden ist.

Bei diesem Anlaß möchte ich noch besonders hervorheben, daß damit weder den Portlandzement erzeugenden noch den Portlandzement verarbeitenden Industrien gedient war, wenn die gewiß nicht angenehme Eigenschaft des Schwindens von Zement und Beton in der Weise abgetan wurde, daß man diese Eigenschaft des Betons mit jener der natürlichen Steine verglich, wie dies im „Der Portlandzement" von Büsing und Schuhmann geschehen ist.

Man kann die durch die Schwindung des Betons auftretenden Schäden nur dann vermeiden, wenn man deren Ursache genauestens nachgeht und rechtzeitig die geeigneten Gegenmaßnahmen trifft.

Im Anschluß an die in unserem Materialprüfungslaboratorium durchgeführten Schwindversuche ist über Antrag des Herrn Sektionschefs Dr.-Ing. Haberkalt im Eisenbetonausschuß des österr. Ing. und Arch. Vereins in Wien ein Versuchsprogramm ausgearbeitet worden, um Zement und Beton hinsichtlich der Schwindung zu untersuchen und hierbei auch die verschiedenen Zemente, darunter auch die hochwertigen Spezialzemente, bezüglich der Schwindung beim Erhärten zu vergleichen.

Meine Herren! Die angeführten Beispiele über die in Südtirol ausgeführte Straßenbrücke in Eisenbeton und die

[4]) Die Drucklegung der Ausführungspläne der Lorettobrücke in Trient unterbleibt mangels Zustimmung der zuständigen Bahnbehörde.

Eisenbahnbrücke in Stampfbeton haben es in unzweifelhafter Weise dargetan, daß durch die Einführung des hochwertigen Spezialzements die Beton- und Eisenbetonbauweise auch hinsichtlich der Raschheit des Bauens und der Inbenützungnahme mit dem Holz und Eisen erfolgreich in Wettbewerb treten konnte. Es schmerzt mich nur, Ihnen mitteilen zu müssen, daß uns diese beiden Brücken die für die Wertung des hochwertigen Zements und Betons bestimmend waren, nunmehr durch den Verlust Südtirols verloren gegangen sind.

Ganz anders als die Zementverbraucher verhielten sich die Zementerzeuger. Als es nicht mehr zweckmäßig schien, den Bedarf an hochwertigem Spezialzement für den gesamten Bereich unserer ehemaligen Monarchie aus einer einzigen Fabrik zu decken, sind die Staatsbahnverwaltung ebenso wie die technisch-militärischen Stellen auch an die dem Zementverbande angehörigen Fabriken mit der dringlichen Einladung herangetreten, ebenfalls einen hochwertigen Spezialzement nach den von der Staatsbahndirektion Innsbruck aufgestellten Gütevorschriften zu erzeugen. Zwei unserer besten Zementfabriken, und zwar eine mit Drehrohrofenbetrieb und eine mit Schachtofenbetrieb haben daraufhin mit unserer Staatsbahndirektion eingehend Fühlung genommen. Die erste Fabrik hat tatsächlich einen hochwertigen Spezialzement nach unseren und den von den militärischen Stellen teilweise noch verschärften Vorschriften erzeugt und trotz der großen Entfernung an die Staatsbahndirektion Innsbruck geliefert. Die zweite Fabrik, also diejenige mit Schachtofenbetrieb, konnte mit ihren während des Krieges nur schwer zu vervollkommnenden Anlagen unseren Ansprüchen nicht voll nachkommen, hat sich aber denselben wenigstens zu nähern versucht. Ich bemerke ausdrücklich, daß sowohl der von uns zuerst geschaffene hochwertige Spezialzement, als auch die vorstehend angeführten 2 Zementmarken auch für die späteren Untersuchungen im Eisenbetonausschuß des österr. Ing. und Arch.-Vereins gewählt worden sind.

Während nun die einzelnen Zementfabriken sich mit dieser Frage eingehend beschäftigten, war das österr. Zementkartell von der Einführung des hochwertigen Spezialzements nicht gerade begeistert. Der Zementverband hat in seiner Jahresversammlung 1915 erklärt, daß die Herstellung eines Sonderzements nach unseren Gütevorschriften auf geradezu gefährliche technische Schwierigkeiten stoße (Treibgefahr wegen zu hohen Kalkgehaltes usw.) und daß das Verlangen nach einem Portlandzement mit derart hohen Güteziffern nur auf Unkenntnis der Verhältnisse in der Zementindustrie beruhe und daher von den Mitgliedern des Verbandes nicht zu erfüllen sei.

Durch den vorstehenden Beschluß des Zementverbandes, der es vorgezogen hatte, für seine Stellungnahme technische Gründe vorzuschützen statt anzugeben, daß es sich lediglich um eine Machtfrage (während bis dahin um jede Festigkeitserhöhung von wenigen kg monatelang mit dem Zementverband verhandelt werden mußte, wurden der hochwertige Spezialzement und die Gütevorschrift für denselben ohne Mitwirkung des Verbandes eingeführt) handelte, wurde ich veranlaßt, in dem im Verein der Ingenieure für Tirol und Vorarlberg gehaltenen Vortrag das Urteil der Fachkreise anzurufen.

Der mit den Ausführungen des Vortrags angestrebte Zweck ist in vollem Maße erreicht worden. Auch der Eisenbetonausschuß des österr. Ing.- und Arch.-Vereins in Wien, der auf dem Gebiet der Baumaterialien eine führende Rolle einnimmt, hat sich der Sache angenommen. In diesem Ausschuß hat der allein maßgebende Vertreter des österr. Zementverbandes, Herr Zentraldirektor Ing. Th. Pierus, seinen Standpunkt in einem kritischen Bericht zum Ausdruck gebracht. Die in diesem gegen den hochwertigen Spezialzement und dessen Erprobung erhobenen Anwürfe wurden von mir in der gleichen und nächsten Sitzung des Eisenbetonausschusses sofort vollständig widerlegt und es sind im Ausschuß bei diesem Anlaß die außerordentlichen Vorteile des hochwertigen Spezialzements auch einmütig anerkannt worden. Einzelne Herren haben sich geäußert „wir brauchen diesen Zement wie einen Bissen Brot". Der Eisenbetonausschuß hat daher sofort einen eigenen Unterausschuß für hochwertige Spezialzemente zur weiteren Verfolgung dieser Frage eingesetzt.

Das von letzterem in weiterer Folge aufgestellte und durchgeführte Versuchsprogramm ist inzwischen abgeschlossen. Über die Ergebnisse wird in dem vor kurzem erschienenen Heft 8 von Prof. Hanisch und Prof. Kirsch berichtet. Aus diesem Bericht ist unzweifelhaft zu entnehmen, daß alle gegen den hochwertigen Spezialzement und dessen Erprobung erhobenen Anwürfe und Bedenken vollkommen ungerechtfertigt, ja geradezu aus der Luft gegriffen waren. Es wurde durch diese Versuche vielmehr nur erhärtet, was wir schon früher bei den eigenen langjährigen Erprobungen gefunden und auch mitgeteilt haben, daß der hochwertige Spezialzement nicht nur langsam bindend und vollkommen raumbeständig ist, sondern nebst den außergewöhnlich hohen Anfangsfestigkeiten auch in ausgezeichneter Weise nacherhärtet. Weiters wurde bewiesen, daß die Angriffe gegen die zweitägige Erprobung ganz unbegründet waren, ja die Berichterstatter gingen gegen meine ausdrückliche Absicht sogar zu weit, indem sie die hohen Festigkeiten nach zweitägiger Erhärtung als Kriterium für die hochwertigen Spezialzemente annahmen. Diese Versuche haben für jeden Fachmann überzeugend dargetan, daß der hochwertige Spezialzement für die Beton- und Eisenbetonbauweise ganz unermeßliche Vorteile gebracht hat und für die Zukunft unentbehrlich geworden ist.

Die am 15. Dezember 1918 erschienenen Nachträge zu den österr. ministeriellen Vorschriften vom 15. Juli 1911 über Eisenbeton und Stampfbeton haben dieser Erkenntnis, wenn auch vorläufig noch in sehr bescheidenem Maße, Rechnung getragen, indem sie für höherwertigen Beton auch höhere Beanspruchungen und frühere Ausschalung und Belastung vorgesehen haben.

Als Delegierter der Staatsbahndirektion im Eisenbetonausschuß habe ich an den Arbeiten des Unterausschusses für hochwertigen Spezialzement teilgenommen. Trotz, oder richtiger gesagt, gerade wegen der ausgezeichneten Versuchsergebnisse konnte ich mich mit den diese würdigenden Folgerungen durch die Berichterstatter nicht zufrieden geben, weil die Genannten sich nicht ganz von den Einflüssen freimachen konnten, die darauf hinauslaufen, alle Zemente gleichzustellen. Da letzteres denn doch nicht mehr gut möglich war, wurde wenigstens versucht, recht viele Zemente, darunter auch solche, die die von uns vorgeschriebenen Druckfestigkeiten nach 7-tägiger Erhärtung um 100 kg/cm² unterschreiten, als hochwertige Spezialzemente gelten zu lassen. Dadurch wird der Begriff des hochwertigen Spezialzements selbstverständlich sehr stark verwässert. Die beiden Berichterstatter haben in ihrem Bericht auch nie angegeben, nach welchen Grundsätzen der Eisenbetonausschuß überhaupt die geprobten Zemente ausgewählt hat. Dies wäre um so nötiger gewesen, als die Berichterstatter bei einigen Zementen die Frage offen gelassen haben, ob es sich um gewöhnliche Handelszemente oder um Zemente handelt, die sich dem hochwertigen Spezialzement nähern, ohne ihn ganz zu erreichen. Selbstverständlich ist nur die letztere Auffassung zutreffend und daher der versuchte Vergleich, wieviel Zement man mehr nehmen müßte, um die Festigkeit des hochwertigen Spezialzements zu erreichen, ganz unangebracht. Es wurde in diesem Bericht leider auch nie vermerkt, daß der Eisenbetonausschuß bei der Auswahl der Zuschlagsstoffe und Bemessung der Wassermengen (die übrigens ganz unrichtig für alle Zementarten gleich groß gewählt worden sind) nicht die Absicht verfolgt hat, mit Hilfe der hochwertigen Spezialzemente auch einen hochwertigen Beton herzustellen, wie wir ihn auf der Baustelle durch geeignete Auswahl des Kieses und richtige Bemessung der Wassermenge noch jedesmal erhalten haben. Für die Betonversuche im Eisenbetonaus-

schuß wurde behufs Vergleich mit früheren Versuchen nur ein minderer Zuschlagsstoff genommen, der in seinem ursprünglichen Zustande nicht einmal den Mindestanforderungen der ministeriellen Vorschriften entsprochen hat. Trotz alledem wurden mit hochwertigem Spezialzement ganz ausgezeichnete Ergebuisse erzielt, die aber gleichwohl noch nicht hinreichend gewürdigt worden sind.

Da der Sonderausschuß für hochwertige Zemente nur die Versuche einleitete und beriet und auf die Art der Veröffentlichung durch die Berichterstatter statutengemäß keinen bestimmenden Einfluß nehmen konnte, habe ich meine Bedenken den Berichterstattern mündlich und schriftlich zur Kenntnis gebracht und mir schon im Ausschuß selbst vorbehalten, die Schlüsse der Herren Berichterstatter noch einer weiteren Ergänzung zu unterziehen, und bitte nun den geehrten Betonverein, meine Gründe zu prüfen.

Herr Sektionschef Ing. Haberkalt, der bei den betreffenden Arbeiten des Eisenbetonausschusses in hervorragender Weise mitgewirkt hat, hat die im Heft 8 veröffentlichten Ergebnisse in der Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, Jahrgang 1919, Heft 30 und 31, schon eingehender gewürdigt. Er hat hierbei meinen im Sonderausschuß wiederholt vorgebrachten Bedenken bezüglich der Auswahl der Zementmarken und Zuschlagsstoffe sowie hinsichtlich der Unrichtigkeit des gleichen Wasserzusatzes für alle Zemente teilweise Rechnung getragen und ausdrücklich festgestellt, daß die bei den Versuchen des Eisenbetonausschusses mit den hochwertigen Sonderzementen erzielten sehr hohen Betonfestigkeiten durch Verwendung geeigneterer Zuschlagsstoffe und richtiger Bemessung des Wasserzusatzes noch weit erhöht werden konnten.

Ich gebe mich der angenehmen Erwartung hin, daß bei den weiteren Versuchen, die in dieser Richtung noch zur Durchführung kommen werden, von vornherein der Zweck verfolgt werden wird, mit dem hochwertigen Spezialzement auch hochwertigen Beton herzustellen.

Indem ich Ihnen für Ihre freundliche Aufmerksamkeit bestens danke, gestatte ich mir zum Schlusse an den Deutschen Betonverein die Bitte zu richten, die Frage des hochwertigen Spezialzements im Betonverein weiter zu verfolgen und hierbei jederzeit über meine Mitarbeit verfügen zu wollen.

BETONSCHIFFE AUS FERTIGEN TEILEN.

Mitgeteilt von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin-Zehlendorf.

Das Wesen des Betonbaues besteht zwar darin, daß der aus Beton hergestellte Baukörper einheitlich, als Monolith, hergestellt wird, es hat sich jedoch bekanntlich auch ein Zweig der Betontechnik entwickelt, bei dem das Bauwerk aus einzelnen, fabrikmäßig hergestellten Teilen zusammengesetzt wird. Dieser Schritt vom fugenlosen zu einem aus Einzelteilen bestehenden Bau ist auch auf dem neuesten Gebiet, auf dem der Betonbau angewendet wird, gemacht worden, auf dem des Schiffbaues. Zwei englische Firmen, J. und W. Stewart und Stewart und Teilhaber, die augenscheinlich in engem Zusammenhang mit einander stehen, haben zwei Werften, in Brentford und Rochford für den Bau von Betonschiffen nach dem „Stewart-Verfahren“ eingerichtet. Sein wesentliches Kennzeichen besteht darin, daß die Spanten der Schiffe für sich vorher gestampft, dann so aufgestellt werden, wie es ihrer Stellung im Schiff entspricht, und endlich durch die an Ort und Stelle gestampfte Schiffshaut verbunden werden. Bei Herstellung der die Spanten bildenden Rahmen werden zunächst die Eiseneinlagen mit ihren Querverbindungen zusammengebaut, in wagerecht liegende Formen eingelegt und endlich mit Beton umgeben. Die so entstandenen Gebilde bleiben dann solange liegen, bis sie die nötige Härte erreicht haben, um ohne Bedenken aufgehoben werden zu können. Mit Hebewerkzeugen werden sie im weiteren Verlauf des Verfahrens an die Baustelle gebracht und dort aufgestellt. In einem Abstand von 30 cm von ihrer Außenfläche wird die äußere Schalung für die Schiffshaut aufgebaut und endlich der Beton eingebracht, der zugleich den Abschluß des Schiffskörpers nach außen und die Verbindung der Spanten bildet. Die mittleren Rahmen haben U-Form, so daß das Schiff in diesem Teil die neuerdings sich weiteren Eingang verschaffende rechteckige Form ohne Kiel hat, während die Rahmen nach den Enden zu V-Form haben, so daß sich hier die allgemein übliche schlanke Schiffsform ergibt. Die Schalungen für die Längsträger und sonstigen, die Rahmen verbindenden Längsglieder werden angebracht, nachdem deren Eiseneinlagen eingebaut sind. Für die innere Schalung der Schiffshaut werden die einzelnen Schichten je nach Einbringen der vorhergehenden Betonschicht aufgesetzt. Der Beton wird von der Mischmaschine aus durch die Schwerkraft an die Verwendungsstelle befördert, wo ihn die Schüttrümpfe auf Blechunterlagen ausgießen; nachdem er hier nochmals umgestochen worden ist, wird er in die Schalung eingebracht. Die äußere Haut des Schiffs sowie die in der Längsrichtung des Schiffs verlaufenden Teile, endlich auch die Querwände bilden also einen einheitlichen Körper, ebenso sind es die einzelnen Rahmen, nur zwischen den Rahmen und den sonstigen Teilen bestehen Fugen.

Die Schiffe werden nach Vorschriften des Ministeriums für Schiffahrt gebaut; diese enthalten die üblichen Bestimmungen über die Prüfung des Zements und der Eiseneinlagen, sowie über das Mischungsverhältnis und die Herstellung des Betons. Zur Untersuchung der Druckfestigkeit werden Probewürfel, zur Feststellung der Durchlässigkeit Probeplatten angefertigt. Die Eiseneinlagen sollen an allen Stellen, die der Berührung mit Wasser ausgesetzt sind, mindestens 13 mm stark mit Beton bedeckt sein. Die Oberfläche soll mit Zement und Sand abgerieben werden, einen Verputz hält man nicht für nötig, ebensowenig einen äußeren Anstrich. Betreffs des letzteren geht man augenscheinlich von der Absicht aus, daß man erst das Verhalten des Betons im Wasser erproben will; stellt sich dann die Notwendigkeit eines wasserdichten Überzugs heraus, so ist es immer noch Zeit, nachträglich einen solchen Anstrich aufzubringen. Bei der ersten Fahrt der Schiffe soll das Lecken der Schiffshaut besonders überwacht werden; je nach dem Ergebnis soll dem Erbauer nachträglich Gelegenheit gegeben werden, zu starkes Lecken zu beseitigen; erst wenn damit der beabsichtigte Erfolg nicht erreicht wird, soll die Übernahme des Schiffes verweigert werden. Die erbauende Firmahat die Schiffe im übrigen vollständig betriebsfertig abzuliefern.

Die Werft in Brentford liegt am Brent-Flusse, in unmittelbarer Nähe der Themse, und steht durch einen Kanal mit weiteren Wasserstraßen in Verbindung; auch Bahnanschluß ist in unmittelbarer Nähe vorhanden. Sie enthält geräumige Werkstätten und Werkplätze, sowie ein Trockendock, in dem Schiffe bis zu etwa 50 m Länge gebaut werden können. Die Werkstätten umfassen Modelltischlerei, Bearbeitung der Schalungen, Vorrichtungen zum Biegen der Einlagen, deren richtige Form mit Hilfe von Schablonen geprüft wird. Die Rahmen werden in der Nähe des Docks hergestellt. Alle Bewegungen werden mit Hilfe von Hebezeugen ausgeführt. Elektrische Beleuchtung ermöglicht das Arbeiten bei Nacht. Um die Arbeiten im Winter nicht einstellen zu müssen, sind wegnehmbare Überdachungen der Werkplätze vorgesehen; im Sommer wird im Freien, im Winter im bedeckten Raum gearbeitet. Die Firma hat den Bau von Betonschiffen im Jahre 1917 aufgenommen, zunächst ein

Schiff als Monolith gebaut, und im Oktober 1918 ihr erstes Schiff, das nach dem vorstehend beschriebenen Verfahren erbaut war, abgeliefert. Es hatte eine Länge zwischen den Loten von 45,75 m, eine Breite von 7,5 m, eine Höhe von 4,7 m mit einem Tiefgang von 3,35 m bei 900 t Wasserverdrängung und 400 t Ladefähigkeit. Vier wasserdichte Schotten teilen den Innenraum in 5 Teile; der vordere enthält Vorratsräume, die drei mittleren nehmen die Ladung auf, und der achtere dient zur Unterbringung der Besatzung.

Da die Werft in Brentford nur den Bau eines Schiffes auf einmal zuläßt, hat sich die Firma am Flusse Roach in Essex Gelände gesichert, wo sie größere Anlagen zum Bau von 1000-t-Schiffen eingerichtet hat. Hier können drei solcher Schiffe auf einmal gebaut werden. Das Dock ist 122 m lang, 27,5 m breit und 2,45 m tief, es steht durch einen Kanal, der durch Dammbalken abgeschlossen werden kann, mit dem Fluß in Verbindung. Die Umgebung des Docks, die unter dem benachbarten Wasserspiegel lag und infolgedessen durch Deiche geschützt werden mußte, wird bis zu hoch-wasserfreier Höhe aufgehöht. Entlang dem Dock laufen Gleise für einen Laufkran von 10 t Tragfähigkeit und für einen fahrbaren Betonmischer. Dieser liefert sowohl den Beton für die vor dem Bau der einzelnen Schiffe herzustellenden Rahmen, als auch für die an Ort und Stelle im Schiffsrumpf herzustellenden Teile. Die in Rochford zu erbauenden Schiffe ähneln in allen Einzelheiten denjenigen, die in Brentford gebaut werden, haben jedoch der Tragfähigkeit entsprechend größere Abmessungen.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Hochwertige Portlandzemente. D. B.-Ztg. 1919, Mitt. Nr. 20 u. 23. bringt zu der jetzt in Fluß gekommenen Angelegenheit I. Besprechung der Versuche von Hanisch und Kirsch (Österr. Aussch. f. E.); II. Bericht über den Spindelschen Vortrag des D. B.-V. 1919 und die anschließende Aussprache, in der der vorliegenden Frage die ihr zukommende hohe Bedeutung beigemessen wurde.

Die Erzeugung hochwertiger Zement-Schlacksteine. In der Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 130, berichtet Herr Karl Haertig über eine von ihm durchgeführte Erzeugung von hochdruckfesten Schlackensteinen aus Gasschlacke (I. Sorte, Druckfestigkeit 55 kg/qcm). Die Schlacken sind mit dem Walzwerk zerkleinert worden, da sich hierbei ein kantigeres Korn ergab als bei Kugelmühlen oder Schlagkreuzmühle. Absieben. Durch sorgsamste Kornauswahl größtes Gewicht erzielt. Sehr von Einfluß ist die Mischungsart für die Festigkeit der Steine gewesen. Handmischung (sehr gründlich durchgeführt) ergab 80 kg/qcm. Maschinenmischung (mit Kipptrog) 90 kg/qcm, „Intensiv"-Mischung (gleiche Umdrehungszahl) 165 kg/qcm Druckfestigkeit nach 28 Tg. Ergebnisse sind amtlich bestätigt. Großer Einfluß der guten Mischung, Kornzusammensetzung und Kornart.

Die Abnutzung der Metalle. In der Umschau von Stahl u. Eisen 1920, Heft 1 berichtet A. Stadeler u. a. über die Härtung von Schienen und Radreifen, nach dem Verfahren des englischen Ingenieurs C. P. Sandberg, das die Abnutzung bedeutend vermindert und nur sehr wenig Kosten verursacht. Es besteht im hauptsächlichsten in einer Erhitzung des Stahles auf die kritische Temperatur und einer Abkühlung von genau geregelter Geschwindigkeit. Zur Abkühlung wird Preßluft verwendet. Anlagen in Betrieb bei der Bethlehem-Steel-Cy auf ihren Sparrow's Point-Werken sowie bei Firma Guest, Keen und Nettlefolds auf ihren Dowlaiswerken. Nachweis der größeren Härte bei den nach dem Verfahren behandelten Schienen durch Versuche. Vgl. Génie civil 1919, 4. Januar, S. 15, 1 und Engineering 1918, 29. November, S. 625/629.

Regeln für die Lieferung und Prüfung von Mauerziegeln. Erlaß des Min. d. öfftl. Arbeiten in Preußen, erfolgt auf Anregung des Verbandes der deutschen Ziegel- und Tonindustrie im Einvernehmen mit dem Normenausschuß der deutschen Industrie, ist abgedruckt im Zentralbl. d. Bauverw. 1920, Nr. 1. Er enthält 1. Begriffsbestimmungen, 2. Arten, 3. Druckfestigkeit, 4. Gestalt, 5. Wasseraufnahmefähigkeit, 6. Frostbeständigkeit sowie ausführliche Begründungen zu 2, 3, 5 und 6.

Neuzeitliche Fragen der Zement- und Betonindustrie. Als solche behandelt Dr.-Ing. H. Luftschitz in Tonind. Ztg. 1920, Nr. 2, die Fragen der Streckung von Portlandzement, des hochwertigen Spezialzements und der „Egalität der Bindemittel". Die Verwertung minderwertiger, nicht mehr normengerechter Portlandzemente wird erörtert und hierbei ähnliches gefordert wie im vergangenen Jahre von Emperger, der ebenfalls eine Zulassung weniger bindekräftiger Zemente wünschte.

Statik und Festigkeitslehre.

Berechnung eines ovalen Sammelbehälters von Ing. Karl Ritter, Klotzsche. In Arm. Beton 1919, Heft 12, behandelt der Verfasser den Fall eines Flüssigkeitsbehälters, dessen Stirnseiten durch Halbkreiszylinder abgeschlossen sind. Knappe, scharfe Erfassung der Frage, Lösung unter Herausschneiden eines Quadranten und Anwendung des Castiglianoschen Satzes vom Minimum der Formänderungsarbeit.

Zulässige Belastung spiralbewehrter Säulen. Von Ing. H. Fuchs, Dresden, Mitteilung einer sehr brauchbaren Tafel. Die ihr zugrunde liegenden Beziehungen sind die amtlichen Vorschriften: $F_i \leqq 2\,F_b$, $F_e \geqq \frac{1}{3}\,F_s$, $s \leqq \frac{1}{5}\,D$. Arm.-Beton 1919, Heft 20, 2 Seiten.

Bestimmung der wirtschaftlich günstigsten Armierung doppelt bewehrter Platten und Balken. Dr.-Ing. Lührs, Duisburg, leitet aus den Gleichungen, die den Geyerschen Tabellen zugrunde liegen, durch Differentiation das Minimum von $f_e + f_e'$ ab. Es wird zur Ersparung der Berechnung eine Linientafel beigegeben. Hier zeigt sich die bekannte Tatsache, daß oft eine Nichtvollausnutzung der Zugeisen, also größere Zugeiseneinlage, günstiger ist als das Vollausnutzen von σ_e und die Zufügung von Druckeisen. Arm. Beton 1919, Heft 12, 2 Seiten.

Beitrag zur Berechnung der Stockwerkrahmen. Von Ing. H. Landolt, Klein-Andelfingen. Annahme, konstantes Trägheitsmoment in jedem Stabe, elastisch drehbare, aber unverschiebliche Knoten, lotrechte Lasten. Aufstellung der Momentenschlußlinie unter Benutzung der Ritterschen Kreuzlinien. 1 Spalte in der Schweiz. Bau-Ztg. vom 13. Dez. 1919.

Untersuchung über die Lastverteilung von Querträgern bei einer Balkenbrücke aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. F. Knorr. I. Behandlung nach der Elastizitätslehre. Die Querträger werden als Balken auf elastisch senkbaren Stützen untersucht. II. Vergleichung mit der Belastungsprobe. Arm. Beton 1919 Heft 12.

Die Tragfähigkeit und die Wirtschaftlichkeit trägerloser Pilzdecken. Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der Huta, Breslau. Wiedergabe des auf der 1919er Hauptversammlung des D. B.-V. in Nürnberg gehaltenen Vortrages von Marcus, der die in Amerika üblichen sehr gewaltsamen Annäherungs-Berechnungsweisen, besonders die von Eddy-Minneapolis (bezw. Grashof) erledigt und ihnen die Erkenntnisse der eigenen Ermittelungen (Theorie der Gewebe) entgegenhält. Die Marcussche Theorie, die eine Anwendung des Mohrschen Biegelinienseilecks in zwei Richtungen darstellt, führt zur genauen Ergründung der Momentverläufe. Marcus schlägt alsdann vor, für den Handgebrauch amtliche Bestimmungen auf Grund genauer Ermittlungen in runden Zahlen anzugeben. Besonders wird die Frage der Kontinuität — im Gegensatze zu Eddy — bejaht (was allenthalben zugegeben werden dürfte). Die Ersparnisse bei Anwendung von pilzförmigen Decken gegenüber Plattenbalkendecken bemißt Marcus auf 15—20 % bei 40/1200 zulässs. Beanspr., er empfiehlt aber wegen der günstigen Wirkung der Säulenköpfe eine Erhöhung von σ_b (z. B. auf 60 kg/qcm). D. B.-Ztg. 1919, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 23 und 24.

Direkte Ermittlung der Momenteneinflußlinien des eingespannten Bogens. Von Dr. techn. Joseph Vinzenz, Prag. Arm. Beton 1919, Heft 12. Das Verfahren ist vom Verfasser bestimmt, das allgemeine Verfahren gemäß den Formeln $M = \mathfrak{M} - H \cdot y - X_1 \cdot x - X_2$, das durch das Zusammensetzen mehrerer Seilecke entsteht, durch Ver-

wendung anderer elastischer Gewichte zu vereinfachen. Es braucht dann nur 1 Seileck gezeichnet zu werden. Ausgangspunkt: Arbeitsgleichung [$M\ \delta_{pp} = -1\ \delta_{mp}$]. Das Verfahren ist für symmetrische Bogen abgeleitet, es ist aber unschwer auch auf unsymmetrische anzuwenden.

Umschnürte Betonsäulen mit steinernem Kern. Von Dr.-Ing. Fritz Emperger. Gewapend Beton, Dezemberheft 1919. Emperger geht in dem holl. Fachblatte auf den schon in früheren Patentschriften von ihm angegebenen Gedanken ein, Säulen aus umschnürtem Beton durch den Einbau von sehr festen Steinkörpern tragfähiger zu machen. Bisher noch nicht ausgeführt, erscheint aber angesichts der hohen Eisenpreise erneuter Untersuchung würdig. Erst wird ausführlich auf die Frage eingegangen, daß der Einfluß der Umschnürung bei gewöhnlichen umschnürten Säulen sehr von der Güte des Betons abhängt, daß er besonders fühlbar bei minderwertigem Beton ist. Am Schlusse: Besprechung der Tragfähigkeit von Säulen mit einbetonierten Steinkörpern und der hierbei erzielbaren Ersparnisse an Beton und Eisen. Abb. Versuchsergebnisse.

Brückenbau.

— — — —

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

Die Brücke über die Alz bei Wiesmühl (von Dipl.-Ing. E. Gall, Beton u. Eisen 1919, Heft 14/15) ist im Jahre 1913, anläßlich der Alzkorrektion, als Ersatz der derzeitigen hölzernen Brücken errichtet worden. Gewählt wurde bei 60 m Lichtweite und einem Pfeilverhältnis von 1 : 9,2, ein Eisenbeton-Dreigelenkbogen mit obenliegender, auf Ständern ruhender Fahrbahn. Leider wurde, obgleich die Fahrbahntafel durch Säulen auf das Gewölbe abgestützt ist, der Raum zwischen letzterer und dem Bogen beiderseitig lediglich aus Schönheitsgründen durch Eisenbetonwände geschlossen, da „der leichtest gehaltene gegliederte Aufbau der äußeren Wirkung der Brücken Abbruch getan hätte". Besondere Sorgfalt ist der Ausführung der Stahl-Wälzgelenke zugewandt worden. Die Kosten der Brücke betragen bei etwa siebenmonatiger Bauzeit 57 000 Mark.

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Zerlegbare Zementhäuser. Der Service de la Reconstruction im Departement Nord wendet Baracken aus Eisenbetonplatten statt solcher von Holz an, da dies zu leicht fault und größere in dieser Bauart ausgeführte Ansiedlungen Brandverheerungen ausgesetzt sind. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 3, S. 25.

Kalkulation für Wandplatten aus Schlackenbeton. An einem Beispiel ist der Gestehungspreis für 5 cm starke Schlackenbetonplatten (1 Zement, 2 Kies, 4 Schlacke) unter bestimmten Voraussetzungen (Handbetrieb, tägliche Erzeugung 35 qm) aufgerechnet. Es ergibt sich hier ein Preis von etwa 6 M/qm. Das Beispiel ist, wenn auch heute die Einheitspreise stark verändert sind, nützlich für alle, die im Begriffe stehen, selbst derartige Schlackenplatten anzufertigen. Zement 1920, Nr. 1.

Schornstein-Reinigungstüren aus Beton. Zement 1920, Nr. 1.

Spar-Schnell-Bauweise „Weidl". Ganz kurze Kennzeichnung mit Abb. in der Bauwelt 1920, Heft 1.

Der Hohlsteinbau aus m-Steinen (von Oberbaurat Dr. F. Emperger, Wien), wird im Beton u. Eisen, 1919, Heft 14/15, mit 9 Abbildungen erläutert. Die m-Steinwand besteht aus einem äußern, tragenden Teil, den eigentlichen Hohlsteinen aus Kiesbeton mit je 4 länglichen Aussparungen, und einer inneren, nagelbaren Verkleidung aus Schlacken- (Bims-) Beton oder Holzschalung. Ihr besonderer Vorteil besteht in der fast völlig durchgehenden Luftisolierung zwischen Innen- und Außenwand, welche nur durch kleine Holzpakete verbunden sind. Auch zur Isolierung von starken Temperaturschwankungen ausgesetzten Betonwänden (von Bottichen, Schornsteinen) findet die neue Bauweise, deren Name von der Querschnittsform des Hohlsteins herrührt, zweckmäßige Verwendung.

Decken und Wände in der Bauweise Multibloc. Beschreibung einer Hohlblockbauweise, patentiert dem Ing. V. Muzak, Brüssel. Gewapend Beton 1919, Dezemberheft.

Betonfundierungen. In Gewapend Beton 1919, Dezemberheft, gibt Arch. Vermaas, Rotterdam Abb. und Besprechung von Gründungskörpern für den Wohnungsbau bekannt, die aus einer unten bewehrten Zementdiele $80 \times 25 \times 6$ cm³ bestehen, an der sich 2 im Mittelteile anbetonierte stehende Flanschen befinden. Diese haben den Zweck als Schalung für den unten verlaufenden Träger zu dienen; sie verhüten außerdem, daß die Dielen etwa mit der Bewehrung nach oben verlegt werden.

Wasserbau.

a) Grund- und Uferbau.

— — — —

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft.

Über die Verwendbarkeit der Rutengänger. Von Intendantur- und Baurat Machwirth in Berlin. Ausführliche Literaturangaben mit Belegen für die Leistungsfähigkeit der Rutengänger. Erwähnung der vielseitigen, neuartigen Verwendung der Rutengänger im Kriege. Verfasser tritt für ausgiebige Verwendung der Wünschelrute und für wissenschaftliche Erforschung ein. Als Anwendungsgebiete werden besprochen: Wasserversorgungsanlagen, Ermittlung blitzgefährdeter Stellen, Auffindung von Rohrleitungen, Kabeln und Hohlgängen, Ermittelung von Undichtigkeiten bei Wasserleitungen, Behältern und Talsperren. Es scheint, als ob jeder 20. bis 30. Mann als Rutengänger brauchbar sei. Zentralbl. d. Bauverw. 1920, Nr. 3, S. 17—19.

c) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

Die statische Berechnung eines Pfahlbündels (Dalben), wird von Dipl.-Ing. R. Preuß, Breslau, im „Beton u. Eisen" 1919, Heft 14/15, anläßlich eines folgenschweren Unfalls nach der Elastizitätstheorie durchgeführt und ergibt folgende Werte: Für ein Pfahlbündel aus einem lotrechten und zwei Schrägpfählen von 8,0 m Höhe über Flußsohle betragen die gerade noch zulässigen Stoßgeschwindigkeiten

für ein Schiff von:	bei einem Pfahldurchmesser von: 25 cm	30 cm
400 t	0,38 (0,32)	0,46 (0,38) m/sec
600 t	0,31 (0,26)	0,37 (0,31) m/sec

Die in Klammern beigefügten Zahlen geben die Stoßgeschwindigkeiten bei höher angebrachter, also ungünstigerer Abstützung der Schrägpfähle gegen den lotrechten Pfahl.

Einige Mitteilungen über den Bau von Schiffshellingen für die Nederlandsche Scheepsbow-Maatschappij zu Amsterdam. Nach einem Vortrage von G. J. Langhout. In De Ingenieur 1920, Nr. 2.

Der Querschnitt des Mittellandkanals. Den Ausführungen von Franzius, Hann, in Nr. 28, S. 645 der Z. d. V. d. I. über die technische Ausgestaltung unserer Kanäle tritt in Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 104, S. 621 bis 622, Volk-Berlin entgegen. Die vorgeschlagenen sehr großen Schleusen gestatten den Verkehr von einem Schlepper mit drei Anhängern, deshalb geringere Verkehrshäufigkeit, weniger Kreuzungen, also weniger Bedachtnahme hierauf nötig; die Gestalt der westlichen fertigen Kanalteile sei maßgebend. — Erörterungen über die Querschnittsform, Eintreten für den Sympherschen Vorschlag, nicht Trapez-, sondern Muldenform anzuwenden. Erwiderung auf die Ausführungen Busemanns, der ebenfalls im Zentralbl. d. Bauverw. 1919, S. 505, für den Trapezquerschnitt eintritt.

Bestimmung der Wassertiefe durch Explosionen und ein Mikrophon. Civil Engineering berichtet im Dezemberheft 1919 kurz über Versuche, die im Kanal bei 60—100 m Wassertiefe ausgeführt worden sind. Meßgenauigkeit bis auf 1 m (Tiefe). Es wird an einem von der Stelle, deren Tiefe bestimmt werden soll, um ein bekanntes Maß entfernten Orte dicht unter Wasser ein Mikrophon eingetaucht und der Zeitunterschied zwischen dem ankommenden Schalle, der einerseits unmittelbar und andererseits vom Meeresboden reflektiert ankommt, gemessen. Als Schallquelle dient eine über der zu messenden Tiefe eingetauchter kleiner Sprengkörper.

d) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Ein neues Projekt für einen Wasserkraft- und Schiffahrtskanal Basel—Straßburg. Von Prof. K. E. Hilgard. Die A.-G. Forces motrices du Haut-Rhin in Mülhausen hat um die Konzession für die Ausführung obengenannter Planung erbeten. Stauwehr 7½ km unterhalb der Baseler mittleren Rheinbrücke. Rollschützen — 9 Öffnungen — Gesamtlänge 232 m. Kraftkanal 300 m westlich des Rheins, 8 Kraftwerke hintereinander. Kanaltiefe 7 m.

Sohlenbreite 86 m, Böschungen 1 : 3. Gefälle 0,08 ‰. Kanallänge 114 km. 90 m Nutzgefälle, 768 000 PS bei 8000 sekcbm. Voraussichtliche mittlere Jahresleistung an 365 Tagen 650—700 000 PS. Schweiz. Bau Ztg. vom 10. Jan. 1920. Es wirft sich hier die Frage auf: Hat nicht auch Deutschland als (nunmehr nur noch rechtsrheinischer) Uferstaat Anrecht auf die fließende Welle im Rhein?

Der architektonische Aufbau des Murgwerkes in Baden. Arch. Bauinspektor H. Wielandt, Karlsruhe. Beschreibung der Anlage und Zufügung architektonischer Erörterungen. Am besten sprechen die Abbildungen, die diese hervorragend schön wirkende Anlage zeigen, für sich selbst. D. B. Ztg. 1920, Nr. 1—2.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

— — — —

Eisenbahnbau und -betrieb.

Die amerikanischen Eisenbahnen im Kriege. Am 26. Dezember 1917 hat der Präsident der Ver. Staaten die vorübergehende Übernahme der Eisenbahnen in Leitung und Betrieb durch den Staat verfügt. Den Gesellschaften ist der Durchschnittsbetrag der Betriebseinnahmen der letzten 3 Jahre als jährliche Entschädigung gezahlt worden. Bahnen von nur örtlicher Bedeutung sind bereits am 1. 7. 1918 wieder den Gesellschaften übergeben worden, bei den wichtigen Bahnen sind aber noch keinerlei Anzeichen für die Wiederherstellung der alten Verhältnisse bemerkbar. Sie unterbleibt vielleicht ganz, obgleich die Geldverhältnisse sich beim Staatsbetriebe nicht besonders günstig gestaltet haben. Hierfür mißt man aber der außergewöhnlichen Lage im Kriege die Schuld bei. Verkehrstechn. Woche 1919, S. 302, Auszug Z. d. ö. Ing.- u. Arch.-Ver. 1920, Heft 1.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie Schiffbau.

Allgemeines über Eisenbeton.

Eisenbeton-Schiffbauausführungen der Firma Wayß & Freytag A.-G. Von Porf. Dr. Mörsch. Vortrag, gehalten auf der 22. Haupt-Versammlung des D. B.-V. in Nürnberg. Einleitend spricht Mörsch aus, daß auch in Zukunft der Schiffbau ein wichtiges Anwendungsgebiet für den Eisenbeton bleiben wird. Sodann werden die umfangreichen Ermittelungen über die günstigste Zusammensetzung des Betons für Schiffbauzwecke (teilweise in Tabellen) mitgeteilt. Meist gehen spezifisches Gewicht und Festigkeit gleichzeitig und gleichmäßig zurück. Traßzusatz (bei gleicher Zementmenge) erhöht die Festigkeit, vermindert das spezifische Gewicht um sehr wenig. Den Kies kann man durch Schlackenlava ohne große Festigkeitsverluste ersetzen. Der Gewinn ist dabei 10 % Gewichtsverminderung des Betons. Der Beton war bei ¾ Zement + ½ Traß + 2¾ Zuschlagstoffen (welchen?) 1,6—1,7 t/cbm schwer und hatte ein k_d = 200—250 kg/qcm; er war vollkommen wasserdicht. Besondere Dichtungsmittel hält M. für verfehlt. Alsdann werden Ausführungen der Eisenbeton-Schiffbau-A.-G., Hamburg (= Hamburger Eisenbeton-Schiffbau G. m. b. H. und Wayß & Freytag) vorgeführt: 1. eine Barkasse mit 6-PS-Benzinmotor; 2. einen Seeleichter 250 t Tragkraft; 3. eine Schute von 75 t Nettotragkraft und 40 t E.-G. (4 cm Wandstärke.) Hierbei Äußerungen über die Beanspruchung der Schiffseinzelteile. Es folgen dann ein Reihe Pontonausführungen, ein nicht zur Ausführung gekommenes Schwimmdock (5700 t Traglast), ein Fischkutter (namens Betonia) mit 50 PS. Den Schluß bildet der bekannte Donauschleppkahn von Deggendorf. Tragkraft 670 t, E.-G. 370 t; bei gleicher Wasserverdrängung hat ein eiserner Kahn mit 132 t E. G., also 238 t oder 35 % mehr Nutzlast. Eingehendere Besprechung auch in statistischer Hinsicht. Mitt. f. Zem. u. Beton der D. B.-Ztg. 1919, Nr. 22, 23, 24.

Verwendung von Leichtbeton im amerikanischen Schiffbau. Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 2 entnimmt Engineering vom 11. VII. 1919 Mitteilungen über Versuche mit einem besonderen Leichbeton, die im Auftrage der Hilfsflottengesellschaft ausgeführt worden sind. Normaler Beton, Zuschlag aus gebranntem, normalen Lehm. Brenntemperatur 1100 °. Spezifisches Gewicht des Betons 1,75, Druckfestigkeit nach 28 Tg. 280 kg/qcm. 3000 t-Schiff aus solchem Beton hat 2000 t Eigengewicht; ist bereits vom Stapel gelaufen. Mehrtragfähigkeit 10 %.

Das erste bayerische Eisenbetonschiff, von Dipl.-Ing. G. Feder, München, wird in „Beton und Eisen" 1919, Heft 14/15 behandelt. Nach längerer Würdigung der wesentlichen Vorzüge des Eisenbetons im allgemeinen und insbesondere im Schiffbau gegenüber der Bauweise in Holz und Eisen gibt Verfasser an Hand einer Konstruktionszeichnung und von 67 Lichtbildern eine Beschreibung des Schiffskörpers. Er ist bei 100 t Tragfähigkeit 32 m lang, 4,32 m breit und bis zum Bordgang an der Mitte 1,30 m hoch. Die Schottwände, die Stege der Spanten sowie die zwischen letzteren gespannten Eisenbetonplatten (Schiffsboden und Wände) sind 3,5 cm stark, beim besonders gefährdeten Vorderschiff ist man teilweise bis zu 12 cm Wandstärke gegangen. Die Eisenbewehrung besteht aus Rundeisen von 4,2 bis 14 mm Durchmesser. Betoniert wurde mit 1 T. Portlandzement, 0,6 T. Traß, 1 T. feinem Mainsand (0,5 bis 2 mm), 2 T. gröberem Mainsand (2 bis 5 mm Korngröße). Das als Kanalmotorschiff gebaute Schiff habe nur 41 cm Leertiefgang, d. i. nur 2 bis 3 cm mehr als die entsprechenden, gleichgroßen eisernen Schiffe.

Kuppelbau der Leichenhalle auf dem neuen Friedhofe der Stadt Krefeld. Ganz kurze Beschreibung einer Eisenbeton-Rippenkuppel mit 1 Abb. Bemerkungen über die statische Behandlung. Mitgeteilt von Ing. Jüngling, Firma Lindenlauf, Krefeld. D. B.-Ztg. Mitt. f. Z. u. Bet. 1919, Nr. 22.

Eisenhochbau.

— — — —

Städtischer Tiefbau.

— — — —

Kunst im Ingenieurwesen.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung.

Die Lage der Oberschlesischen Eisenindustrie im 4. Vierteljahr 1919. Die Werke waren mit Aufträgen dermaßen übersättigt, daß sie bis an die Grenze ihrer Leistungsfähigkeit beschäftigt waren. Die Arbeiterverhältnisse haben sich gebessert, ein besserer Arbeitswillen war zu bemerken. Hinderlich waren vor allem die schlechten Verkehrsverhältniss, denen zufolge besonders die Kohlen fehlten. Die Gesamtförderung der Kohlengruben war ziemlich gut (70 % der Friedensförderung), fast mußte man den Betrieb unterbrechen, da die Halden zu sehr anwuchsen. Es fehlte an Verfrachtungsmöglichkeit.

Die Ton-, Rot- und Brauneisenerze waren im Preise sehr gestiegen, an schwedischen Erzen wurde wegen der infolge der Valuta zu hohen Preisen nur das Unvermeidlichste eingeführt, deutsche Erze aus Hessen und dem Harze fehlten oft wegen der Frachtverhältnisse. Begründung der Preissteigerung, nähere Mitteilungen über die Lage bei Roheisen, Formeisen, Eisenbahnoberzeug, Walzeisen, Grob- und Feinblechen, Drahtwaren, Röhren und in den Eisengießereien und Maschinenfabriken sowie über die Preise (2015 M./t bei Stabeisen im Dezember 1919 frei oberschl. Bahnstation). „Stahl und Eisen" 1920, Heft 2, S. 65—66.

Zur Neuordnung des Unterrichts an unseren Baugewerkschulen schreibt C. Kersten, Berlin, sehr beachtenswert in der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 1—2. Großes Gewicht wird auf die Unterweisung in neuzeitlichen Baustoffen und Bauweisen gelegt.

KURZE MITTEILUNGEN.

Zum Einsturz der Moselbrücke bei Wehlen.

Die Straßenbrücke über die Mosel bei Wehlen, bestehend aus 3 Stromöffnungen von je 51 m Lichtweite und 2 Landöffnungen von 14,50 und 19,75 m Lichtweite, sämtlich Dreigelenkbogen in Stampfbeton, wurde am 15. Januar durch das Hochwasser zerstört. Die beiden Strompfeiler und die 3 Strombogen stürzten ein, die beiden Landbogen blieben erhalten, sind jedoch beschädigt. In Eisenbeton waren bei der Brücke nur die Fahrbahntafeln ausgeführt.

Die Untersuchungen übef die Vorgänge beim Einsturz und seine Ursachen sind noch im Gange. Es kann aber schon jetzt mitgeteilt werden, daß der Wasserstand zur Zeit des Einsturzes der Brücke um rd 1 m höher war, als der höchste Hochwasserstand, der bei dem Entwurf der Brücke auf Veranlassung der Wasserbaubehörde zugrunde gelegt werden mußte.

Es hat sich also bei diesem Brückeneinsturz um außergewöhnliche Naturgewalten gehandelt, und es liegt von vornherein keine Veranlassung vor, den Einsturz einem bestimmten Baumaterial oder einer bestimmten Bauweise zur Last zu legen. Es ist anzunehmen, daß kein Baustoff diesen außergewöhnlichen Kräften widerstanden hätte. Nach Abschluß der Untersuchungen werden wir weiteres über den Brückeneinsturz veröffentlichen. W. Petry.

Kleine Baumaschinen zur Wasserkraft-Erschließung.

Von C. Reindl, Obering., München.

Bei den heutigen hohen Arbeitslöhnen und bei deren steter Steigerung, die jegliche Vorausberechnung von Baukosten über den Haufen werfen, tritt auch bei Tiefbauvornahmen kleineren Umfangs, wie sie der Ausbau mittlerer und kleiner Wasserkräfte mit sich bringt, die Maschinenarbeit immer mehr in den Vordergrund selbst da, wo vorher noch Handarbeit mit Rücksicht auf den Umfang der Erdbewegung und auf die Kosten der Heranschaffung und Wegbringung von Maschinen das Billigste war. Gerade der Ausbau kleinerer Wasserkräfte wird aber in den nächsten Jahren, so wie nur Baumaterial zu einigermaßen erschwinglichen Preisen erhältlich ist, bei der anerkannten Notwendigkeit der Erschließung gerade dieser in kurzen Bauzeiten bereitzustellenden und in ihrer Gesamtheit erheblichen Kraftquellen eine große Ausdehnung erfahren unbeschadet des Ausbaues der Großkräfte. Die Großkräfte gehören der Industrie in erster Linie; die Kleinkräfte müssen raschest den vordringlichen Bedarf an Energie auf dem Lande decken und mit ihrem Überschuß die bestehenden Überlandanlagen unterstützen. Es dürfte sich nun im wesentlichen darum handeln, zweckentsprechende Baumaschinen für die Verhältnisse kleinerer Bauvornahmen in genügender Zahl bereitzustellen, welche leichte Transportmöglichkeit mit geringen Beschaffungskosten verbinden. Herr Zivilingenieur Zander regt in der Elektrotechnischen Zeitschrift 1919, H. 36, S. 437 in seinen treffenden Ausführungen über „vernachlässigte Kraftquellen" die Anwendung bzw. Schaffung passender kleiner Dampfschaufeln an. Es erscheint nun daneben noch ein Weg gegeben, möglichst rasch und billig passende Geräte zu schaffen, welche leichte Transportmöglichkeit besitzen müssen. Man denke an die aus den Heeresbeständen in großer Zahl freigewordenen Zugmaschinen (Traktoren) mit Antrieb durch Explosionsmotoren; aus ihnen könnten durch Umbau wohl brauchbare Trockenbagger (Schaufler) genügender Leistungsfähigkeit gewonnen werden, welche außerdem auch keine Kohle, sondern die immer noch leichter erhältlichen flüssigen Betriebsstoffe brauchten. Solche Grabmaschinen würden sich selbst fortbewegen und dabei auch noch Gerätewagen und Wohnwagen für den Führer ziehen können, wie dies bei Straßenwalzen üblich ist, sie brauchten nicht jeweils am Verwendungsort auf- und abgebaut zu werden. Die weiter ausladenden Teile der Baggereinrichtung könnten in wenigen zusammenhängenden Teilen abnehmbar gemacht und auf einem Anhängewagen mitgeführt werden. Leichte Beweglichkeit aus eigener Kraft, daher Vermeidung teurer An- und Abfuhr, kostspieliger Auf- und Abbauarbeit und Bahnfrachtersparnis müßten für solche Kleinbagger ausschlaggebend sein und sich unter Zuhilfenahme des Vorhandenen erreichen lassen. Ähnlich hat man nach Zeitungsmeldungen bei den Aufräumungsarbeiten im Kampfgebiet Frankreichs mit Erfolg Tanks zu Greiferkranen umgebaut und gute Erfolge erzielt, so daß die Aufräumungskosten nur 1 Fr. pro cbm betragen sollen. Unter Umständen ließen sich die sogen. Schützengrabenbagger, wie sie zum Ausheben der Schützengräben verwendet wurden und nach Abnahme der Eimerleiter als Zugmaschinen gefahren werden konnten (Das Technische Blatt, Beilage der Frankf. Ztg. 1920, Nr. 1) mit geringen Änderungen zum Aushub von Kanälen kleineren Profiles verwenden.

Fügt man einer solchen Maschine noch eine Dynamomaschine oder eine Preßluftanlage hinzu, so ist mit einem weiteren Gerätebeiwagen zugleich auch eine Einrichtung für Stollenbohrungen und sonstigen Felsarbeiten, eine Kraftquelle zum Betrieb von Betonmaschinen und sonstigen Bauzwecken (Wasserhaltung) geboten. Auch die vorhandenen Beleuchtungswagen könnten als selbstbewegliche Kraftstationen für den Betrieb dieser Bohr- und Baugeräte sofort verwendet werden. Beleuchtungswagen, Bohrzüge, Pumpenzüge, alles das ist in den Pionierparks mit ziemlich allen Hilfseinrichtungen vorhanden gewesen, was allerdings heute noch vorhanden sein mag und nicht inzwischen wegverkauft wurde, ist eine Frage. Jedenfalls dürfte die möglichste Ausnutzung dieses noch vorhandenen Materials zu so dringenden wirtschaftlichen Zwecken wie dem ungesäumten Ausbau der Kleinwasserkräfte auf wirtschaftlichste Art eine wichtige Aufgabe und eine Gelegenheit zur Verwertung aller dazu passenden Heeresvorräte sein, die im dringendsten Interesse steht. Aufgabe der Baufirmen wie der Baumaschinenfabriken wird es sein, diese Gelegenheit möglichst auszunutzen und das Material einer gesunden Verwendung zuzuführen statt es verrosten und einschroten zu lassen. Nicht weniger können Feldbahngeräte und Motorlokomotiven bei größeren Bauvornahmen eine nützliche Auferstehung feiern.

Letzten Endes werden durch diese Maßnahmen nicht nur die für die Beschaffung solchen Kriegsmaterials aufgewendeten Werte ausgenutzt, sondern durch sie gleichsam als Zinsen dafür auch die Betriebskosten der zu erbauenden Anlagen vermindert, deren Wirtschaftlichkeit erhöht und damit dauernd Nutzen für die Allgemeinheit geschaffen.

Durch welche Mittel muß die deutsche Industrie der Veränderungen ihrer Produktionsbedingungen Rechnung tragen?

Staatssekretär a. D. Dr. August Müller, Berlin, hat am 27. X. 1919 auf der Hauptversammlung des Vereins Deutscher Ingenieure einen sehr beachtenswerten Vortrag unter dem obigen Titel gehalten.

Durchdrungen von der Überzeugung, daß die Verhältnisse von vor dem Kriege unwiderherstellbar sind, leitet der Redner seine Ausführungen mit einem Sammelruf zur Arbeit auf dem neuen Boden ein und warnt zugleich vor dem folgenschweren Verkaufen unserer Produktionsmittel. Nach kurzem Eingehen auf unsere Verflechtung mit dem Welthandel durch Einfuhr von Rohstoffen und Ausfuhr von Fertigerzeugnissen in der Zeit vor dem Kriege, die uns unter allmählichem Verschwinden der Auswanderung noch eine Beschäftigung von einer Million fremder Arbeiter gestattete, erläutert er, wie sich durch die Abschließung vom Weltmarkte und die Abtrennung wenig bevölkerten ertragreichen Ackerbodens unsere Ernährungslage verschlimmert hat. Welche Mittel können uns in dieser Notlage helfen, die durch die Arbeitsunlust noch verschlimmert wird? 1. Verstärkung unserer landwirtschaftlichen Erzeugung — viele Wege, insbesondere der der Siedlungsveränderungen werden genannt. Mit Recht wird darauf hingewiesen, daß durch ausgiebigere Bewirtschaftung auch unsere Industrie Beschäftigung erhält (z. B. Dünger-, Maschinenfabriken). Die Rentabilität landwirtschaftlicher Verbesserungen sei jetzt wegen der hohen Preise ausländischer Nahrungsmittel und des damit eintretenden geringeren Mitbewerbs viel größer. 2. Erzeugung hochwertiger Waren für die Ausfuhr: denn reine Binnenwirtschaft ist — wie dargetan — nicht möglich. Nach der Einbuße des Kalimonopols habe Deutschland nur noch unstoffliche Monopole: als solche werden erklärt: die besondere Fähigkeit, wissenschaftliche und technische Ergebnisse miteinander zu verbinden, und zweitens, hochwertige und viel Handarbeit enthaltende Arbeitsprodukte zu schaffen. Da England und sein Gefolge von der ihnen stets offenstehenden Möglichkeit, uns die Rohstoffe zu verteuern, ganz nach Belieben Gebrauch machen würde, sollten wir durch eine möglichst geringe Verwendung, aber um so weitergehende Verarbeitung den Anteil des Rohstoffpreises am Preise des fertigen Erzeugnisses verringern. So lasse sich der Listsche Agrikultur-, Manufaktur- und Handelsstaat verwirklichen. (Hierbei bleibt das Entscheidende der Binnenmarkt, der Weltmarkt wird im wesentlichen nur zur Herbeischaffung unserer Fehlmengen durch Tausch in Anspruch genommen.) Zur Erzeugung der uns zukommenden höchsten Qualitätsarbeit wird die beste Ausbildung in Schulen usw. für einen sehr großen Teil der Bevölkerung gefordert.

Helfen müssen uns zur Verringerung unseres eigenen Bedarfs an Stoff und Menschenkraft die lebhaft in Fluß befindlichen Bestrebungen, Ersatzstoffe zu verwenden, nicht ersetzbare sparsam zu gebrauchen und unseren Arbeitswirkungsgrad zu verbessern. (Hier sei an beachtenswerte Gedanken in Rathenaus Neuer Wirtschaft erinnert.)

Helfen könne vielleicht auch in der Rohstoffnot eine Wirtschaftsergänzung mit den Ländern des mittleren und östlichen Festlandes, um von Englands Willkür weniger bedrückt zu werden. Vor dem Kriege sei die Zunahme unserer Ausfuhr zu ¾ nach dem Festlande, und nur zu ¼ nach anderen Ländern gegangen.

Zur Besserung unserer (seit Müllers Vortrage noch ganz bedeutend weiter gefallenen) tiefen Valuta könne eine Steigerung unserer Preise für das Ausland dienen. Unsere niedrige Valuta führt zu einer Preisdrückerei auf den ausländischen Märkten: die Folge ist nur neuer Haß. Der Redner rät den deutschen Industriellen dringend ihre Preise für das Ausland zu vervielfachen. (Wenn dann das Inland überhaupt noch beliefert sein will, wird es die gleichen Preise zahlen müssen, womit der ohnehin wohl unvermeidliche allgemeine Anschluß an die Weltmarktspreise erfolgen würde.)

Im zweiten Teile geht der Redner auf die Umwandlung der Ideenwelt unserer Zeit durch den Krieg und die Revolution ein. Diese Ausführungen erfolgen unter stetem Hinblicken nach der ausländischen Welt. Das Sozialisieren wird für die Gegenwart abgelehnt: erstens fehlt der Einfluß auf das Ausland, zweitens ist die Welt zu der Umstellung jetzt zu arm, auch seien die Arbeiter noch lange nicht reif dazu. Es folgen dann längere Ausführungen über die Arbeiterwünsche und die Betriebsräte, über den Kapitalisten als solchen (im Gegensatz zum Industriellen).

Den Schluß der Ausführungen bilden eine Kritik des Rätesystems, von dessen Durchführung man sich wenigstens eine Steigerung der Arbeitsfreude erhoffen dürfe, und eine Ablehnung des Sozialisierens im Großen; hieran schließen sich Beurteilungen des Wesens der deutschen Arbeiter an, für deren Grundcharakter wärmstens eingetreten wird und deren Mängel mit dem System und den einseitigen sozialen Anschauungen von vor 1914 entschuldigt werden. Von einer anderen Bewertung des Arbeiters verspricht der Redner sich viel, Leiter und Arbeiter sollten nun an einem Strange ziehen.

(Abdruck des Vortrages in der Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1920 an der Spitze von Heft 1.) Kze.

Standesfragen.

Die Wahrung der Rechte und Interessen der im Wirtschaftsleben nach Arbeitsart gegliederten Teilnehmer sowie die bittere Not führten zu Organisationen.

Wohl kein Stand ist heutzutage, was Wahrung des Standes und gegenseitigen Austausch der Arbeitsinteressen anbetrifft, so ohne Fühlungnahme, wie der der Diplomingenieure.

Die schlechte Lage des Baugewerbes, das größtenteils nur vom Aufbau des Allernotwendigsten lebt, ist nicht angetan, den Diplomingenieur als den Projektierenden, Neuschaffenden und Forschenden zu beschäftigen, vielmehr nehmen die gegenwärtigen Objekte, mit den allerprimitivsten Materialien und Konstruktionen ausgeführt, einen handwerksmäßigen, der Theorie entbehrenden Charakter an, der unseren Stand nicht bloß mehr oder weniger beschäftigungslos, sondern auch entbehrlich macht. Allen Anzeichen nach wird die trostlose Lage noch längere Zeit anhalten, somit auch ihre Folgen.

Wenn auch die mittleren technischen Beamten aus ähnlichen Gründen leiden, so haben sie es doch durch die Kraft der Organisation verstanden, eine entsprechende Stellung, Besoldung usw. zu behaupten. So konnte es vorkommen, daß die Gehälter der Diplomingenieure und Techniker fast keine Abstufung mehr aufweisen, oder daß man Diplomingenieuren selbst bei kleinsten Fehlern mit Entlassung drohte usf.

Aber auch für die übrigen Standes- und wirtschaftlichen Interessen fehlt jeglicher Schutz und Organisation völlig.

So gibt es bei Bauunfällen, nicht rechtlichen Kündigungen, Patentabweisungen usf. so ziemlich keine Einrichtung, die eine Vertretung der Standesinteressen böte.

Es soll deshalb in Vorschlag gebracht werden, nach Muster der Ärztekammern, „Ingenieurkammern" zur Wahrung aller Standesinteressen zu gründen, wie solche bereits in Österreich, Italien usf. bestehen. In ihren Wirkungskreis müßten also fallen;

1. Jegliches Einvernehmen bzw. initiative Anträge zur Erlassung von Bauverordnungen, insbesondere zur Hebung der Wohnungsnot, wie Verminderung der Nutzlasten, Erhöhung der zulässigen Spannungen,
2. Vereinheitlichung und Vereinfachung der ganzen statischen Berechnungen, wie Vereinfachung des Spannungsnachweises durch allgemein angewendete Tabellen,
3. Eine unparteiische, fachmännische Begutachtung bei Unfällen,
4. Aufstellen eines einheitlichen Tarifes zur Bezahlung sämtlicher Projekte, auch Kostenanschläge und Vorprojekte, da die heute schon hochgewordenen Bürokosten den konstruierenden gegenüber dem bauführenden Ingenieur arg benachteiligen,
5. anzustreben, daß jeder Bau bis zu einer gewissen Höhe sowie ein reiner Ingenieurbau nur von einem Diplomingenieur geleitet wird,
6. Erleichterung der Patentvorschriften,
7. Einflußnahme, daß die leitenden Stellen technischer Ministerien und Verwaltungen nur mit Diplomingenieuren besetzt werden,
8. Einflußnahme auf die Ausbildung der Studierenden technischer Hochschulen,
9. Beschränkung in der Niederlassung neuer Bauunternehmungen an demselben Ort,
10. anzustreben, daß Konstruktionspläne, statische Berechnungen nur von Diplomingenieuren unterzeichnet werden dürfen.

Mögen vorstehende Zeilen eine Anregung sein, den Standes- und Wirtschaftsinteressen zu dienen und das Durchkommen in der schweren Zeit zu erleichtern.

Dr.-Ing. E. Wiesner.

Der Deutsche Ausschuß für Technisches Schulwesen

hat in seiner Vollversammlung am 26. Januar 1920 in Berlin dem dringenden Verlangen, die seit Jahren angebahnte Hochschulreform ohne Verzug durchzuführen, allseitig zugestimmt. Der Deutsche Ausschuß erwartet, daß die zuständigen Behörden in kürzester Frist endgültige Vorschläge den zur Beurteilung zuständigen Stellen vorlegen werden. Im Rahmen dieser Reformen wird dem Ausbau der Technischen Hochschulen, namentlich nach der wirtschaftlichen Seite, eine ganz ausschlaggebende Bedeutung zuzuschreiben sein. Technik und Wirtschaft lassen sich nicht trennen. Deshalb finden auch die Wirtschaftswissenschaften einen besonders günstigen Boden an den Technischen Hochschulen. Es muß deshalb gerade jetzt, wo die Gesundung und Neugestaltung des Wirtschaftslebens die unerläßliche Voraussetzung für den Wiederaufbau ist, mit allem Nachdruck gefordert werden, daß die von technischem Geiste getragenen Wirtschaftswissenschaften eine breite Pflege auf den Technischen Hochschulen finden. Unter voller Zustimmung der von der Preußischen Landesversammlung beschlossenen Forderung verlangt auch der Deutsche Ausschuß für Technisches Schulwesen den Ausbau der Technischen Hochschulen nach der wirtschaftlichen Seite und die Möglichkeit, ein volles wirtschaftliches Berufsstudium an der Technischen Hochschule durchführen zu können.

(Die gleiche Stellungnahme findet sich in der Veröffentlichung in Nummer 1 dieser Zeitschrift, Seite 9 u. folg. dargetan und begründet. Die Schriftltg.)

In der gleichen Vollversammlung hat der Ausschuß angesichts der heutigen wirtschaftlichen Lage mit besonderer Sorge auf die unzureichende Besoldung des Lehrkörpers der Technischen Hochschulen hingewiesen. So hoch man auch den Idealismus der Professoren für ihren Beruf einschätzen will, so ist doch die heutige Besoldung unter die Grenze dessen gerückt, was auch bei den bescheidensten Ansprüchen zum Lebensunterhalt erforderlich ist. Unter diesen Verhältnissen muß auch auf die große Gefahr hingewiesen werden, daß die vollwertigen Kräfte für die Besetzung der Lehrstühle der Technischen Hochschulen nicht mehr zur Verfügung stehen werden. Es muß daher mit allem Nachdruck gefordert werden, daß bei der bevorstehenden Besoldungsreform diesen Tatsachen gebührend Rechnung getragen wird.

Die Kohlennot der Industrie.

Über die furchtbare Schädigung der gesamten industriellen Arbeit durch den Kohlenmangel fehlt leider ein zusammenfassender Überblick. Man hört gelegentlich von Einstellungen und Einschränkungen hier oder dort. Einen Anhaltspunkt für die Kohlennot, die die gesamte Industrie heute beherrscht, geben indessen einige Zahlen aus Industrien, deren Zusammenfassung in Verbänden eine genaue Übersicht ermöglicht;

Die Zementindustrie verbrauchte im Frieden monatlich 300 000 Tonnen Kohlen, jetzt erhält sie monatlich ca. 65 000 Tonnen, darunter sind jetzt geringwertigere Kohlensorten.

Die Kalkindustrie verbrauchte im Frieden monatlich 250 000 Tonnen, jetzt erhält sie monatlich 70 000 Tonnen, darunter sind Rohbraunkohlen und Landabsatz.

Die Porzellanindustrie verbrauchte im Frieden monatlich 60 000 Tonnen, jetzt erhält sie monatlich 25 000 Tonnen zugewiesen.

An Ziegeleien hatten wir vor dem Kriege 18 000 in Betrieb, heute können infolge Kohlenmangels nur 1200 bis 1300 arbeiten.

Einwirkung von Säuren und Salzen auf Beton.

Zuschrift.

In Nr. 1, 1920 des „Bauingenieur" erwähnt Herr Dr.-Ing. Petry den Rößlerschen „Säurezement".

Im Jahre 1917 habe ich mit diesem Material einige Versuche gemacht. Es wurden Prüfkörper 1 : 3 GT. mit gesiebtem Baggersand durch Handstampfung hergestellt, die nach 21-tägiger Wasser- bzw. Luftvorlagerung in 1-prozentige Schwefelsäure- und desgl. Salzsäurelösung (Menge etwa das 2½-fache des Körpervolumens) gebracht wurden. In dieser Lösung verblieben die Mörtelkörper, verdunstungsdicht verschlossen und ohne Erneuerung der Lösung etwa 1½ Jahr. Eingehendere Untersuchungen, wie Analyse des Zementes, der Lagerungsflüssigkeit und des Mörtels, konnten leider nicht gemacht werden, jedoch wurde beobachtet, daß nach einigen Wochen bereits die Oberflächen der Prüfkörper, besonders in der Salzsäurelösung, ziemlich viel Sand fallen ließen.

Nach 1½ Jahr erwies sich die Außenschicht der Körper bis auf 6 mm Tiefe bei beiden Lagerungen völlig zermürbt und auch in größerer Tiefe war der Mörtel durch Risse und stellenweise Bindemittelzersetzung im Gefüge merklich gelockert.

Die in Schwefelsäurelösung gelagerten Körper zeigten sehr starke Gipsbildung in Form großer Kristalle und zahlreicher Kristallanhäufungen in Nestern.

Hiernach kann die von dem Säurezement erwartete Säurebeständigkeit ihm nicht in dem Maße zugesprochen werden, wie es der Erfinder tut. Mit mehreren Hochofenzementen habe ich wesentlich bessere Ergebnisse gehabt.

Privatdozent Dr. Nitzsche.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) siehe Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 24. XII. 1919.

Kl. 19 a, Gr. 26. G 46 916. Th. Goldschmidt A.G., Essen. Verfahren, Ersatzstücke u. dergl. in Gleise einzulegen. 22. VII. 18.

Kl. 20 i, Gr. 14. J 19 746. O. Jellonek, Berlin. Aus einem federbelasteten Sperrhebel bestehende Fangvorrichtung für Signallaternenaufzüge. 28. VII. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. XII. 1919.

Kl. 20 i, Gr. 10. S 49 398. Siemens & Halske A.G., Siemensstadt. Eisenbahnsignalantrieb mit Flüssigkeitsdruck. 21. XII. 18.

Kl. 85 c, Gr. 6. M 52 203. Dipl.-Ing. R. Meusing, Neustadt a. d. H. Vorrichtung zur mechanischen Abwasserreinigung, bestehend aus einer Trommel und in diese einschiebbaren Schaufeln. 24. VII. 13.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. 1. 1920.

Kl. 20 i, Gr. 33. K 69 209. Alfred Klein, Dresden-A., Amalienstr. 1. Vorrichtung an Lokomotiven gegen Überfahren der Signale. 13. VI. 19.

Kl. 20 i, Gr. 35. R 48 914. James Bernard Regan, New York, V. St. A. Vertreter: Patentanwalt Korn, Berlin SW 11. Zugkontrollsystem. 28. XI. 19.

Kl. 20 i, Gr. 40. U 6797. Otto Übel, Berlin-Pankow, Kavalierstraße 11. Elektromagnetische Signalflügelkupplung. 28. X. 19.

Kl. 37 f, Gr. 4. B 85 300. Olof Boecker, Berlin-Schöneberg, Königsweg 37. Verfahren zum Aufbauen von Holzfachwerkbauten. 7. I. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 8. I. 1920.

Kl. 20i, Gr. 27. E 24 326. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co. A.G., Braunschweig. Signalvorrichtung mit mehreren, wechselweise hervorzurufenden Zeichen. 26. VIII. 19.

Kl. 84 a, Gr. 3. S 48 275. Dipl.-Ing. Alfred Freiherr v. Soiron und Dipl.-Ing. Max Jussel, Danzig, Hansaplatz 13. Floßwehr. 8. V. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. I. 1920.

Kl. 19 b, Gr. 1. J 14 299. Edmond Jaquelin, Paris. Vertreter: Dr. K. Michaelis, Patentanwalt, Berlin W 35. Fahrbare Kehrvorrichtung. 20. I. 12. Französische Priorität vom 21. I. 11.

Kl. 37 b. Gr. 3. M 64 166. Dr.-Ing. Karl Mautner, Düsseldorf, Immermannstr. 66. Verfahren zur Herstellung eines Eisenbetonstreckbalkens, der mit einem bleibenden, eisernen Hängewerk verbunden ist. 19. X. 18.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. XII. 1919.

Kl. 19 f, Gr. 2. 318 704. Wilh. Hebsacker, Heilbronn a. N. Erdbohrmaschine für Tunnel-, Stollen- und Kanalbau; Zusatz zu Patent 318 354. 26. IX. 18. H 75 909.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 5. I. 1920.

Kl. 19 a, Gr. 21. 318 904. Julius Hartkopf, Bottrop bei Essen, Ruhr. In der Bettung verschiebliches Gleis und Verfahren zu seiner Herstellung. 28. XI. 16. H 71 337.

Kl. 37 b, Gr. 1. 318 912. Rothbart & Co., Berlin. Formstein für Hohlzellenmauerwerk. 23. II. 19. R 47 215.

Kl. 85 c, Gr. 6. 318 833. Fritz Grimm, Görlitz. Abwasserreinigungsanlage mit selbsttätig wirkendem Verschlußorgan für die Schlammabführung aus dem Absetzraum in den Faulraum; Zusatz zu Patent 289 287. 3. VI. 19. G 48 400.

Kl. 85 c, Gr. 6. 318 834. Claros G. m. b. H. für Reinigung städtischer und gewerblicher Abwässer, Dresden. Klärvorrichtung für Abwässer mit unterhalb des Klärbeckens liegenden Faulräumen. 23. VI. 14. K 60 558.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. 1. 1920.

Kl. 37 d, Gr. 32. 319 125. Theodor Moser, Berlin-Grunewald. Fahrbares Gerät zur Ausübung eines maschinellen Putzverfahrens. 28. VI. 18. M 63 472.

Kl. 65 a, Gr. 3. 319 109. Monolitbau, Eisenbeton-Hoch- und Tiefbau-G. m. b. H., Hedelfingen bei Stuttgart. Verfahren zum Bau von Eisenbetonschiffen. 26. IV. 18. M 63 084.

Kl. 80 b, Gr. 2. 319 054. Ernst Natho, Essen (Ruhr), Bredeney, Bredeneyer Str. 3. Verfahren zum Brennen von Kalk im Drehofen. 6. VI. 17. N 16 854.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Eisen im Hochbau. Ein Taschenbuch mit Zeichnungen, Zusammenstellungen und Angaben über die Verwendung von Eisen im Hochbau. Herausgegeben vom Stahlwerks-Verband, Actiengesellschaft, Düsseldorf. Fünfte, völlig neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Verlag von Julius Springer, Berlin 1920. Preis gebunden M. 16.—

In kurzer Zeitspanne ist der vierten Auflage die fünfte gefolgt. War diese schon gegenüber ihren Vorgängern ein bemerkenswerter Fortschritt und eine zeitgemäße Erweiterung, so kann jetzt mit Recht von einer vollkommen neuen Bearbeitung gesprochen werden. Schon der erheblich vergrößerte Umfang des Werkes läßt das erkennen. Nicht nur der frühere Inhalt ist ergänzt und zweckentsprechend erweitert, sondern auch ganz neue Abschnitte sind aufgenommen, so daß die Neuauflage sich auf alle wesentlichen Gebiete des Eisenhochbaues erstreckt und dem ausführenden und konstruierenden Praktiker wohl auf alle im Normalbetriebe an ihn herantretenden Fragen zuverlässig und schnell Antwort gibt. Dabei hat sich in besonders anerkennenswerter und zu Dank verpflichtender Art der Herausgeber von dem Gedanken leiten lassen, nur solche Abmessungen für die Bauteile zu wählen, wie sie als Regelabmessungen auf Lager gehalten werden. Somit bildet die Neubearbeitung zugleich die Grundlage für spätere Normen im Eisenhochbau. Bezüglich des Inhaltes des Werkes sei nur kurz auf seine wichtigsten Abschnitte hingewiesen:

Den allgemeinen Angaben über das im Hochbau verwendete Eisen schließen sich an Zusammenfassungen über Formeisen, namentlich über die deutschen Normalprofile, über ebene und nichtebene Bleche und über Hölzer, Seile, Ketten, Laufkrane. Hieran gliedert sich ein Abschnitt über Eisenverbindungen — Niete, Schrauben — sowie über Querschnitte aus zusammengepreßten Formeisen, vor allem Zusammenstellungen von ⊐- und ⊥-Eisen zu Säulenquerschnitten. Weitere Abschnitte befassen sich mit eisernen Fachwerkswänden und eisernen Treppen; endlich folgen Angaben, wie sie der Eisenkonstrukteur als wichtiges Rüstzeug dauernd gebraucht, aus der Festigkeitslehre, über Hochbaubestimmungen (Belastungen, zulässige Spannungen), über Trägerberechnung, eiserne Dachbauten verschiedenster Art einschließlich ihrer Einzelheiten und neuzeitlichen Deckungsarten und üblichen Bindeformen, unter Ausdehnung auch auf vollwandige Rahmenbinder usw.

Schon diese gedrängte Inhaltsangabe läßt erkennen, daß wir es hier mit einem umfassenden Taschenbuche zu tun haben, das aus den Bedürfnissen des Eisenhochbaues heraus geboren dem Fachmanne alles Notwendige bietet. Dabei ist die Form, in der das geschieht, in hohem Grade übersichtlich, so daß mit geringstem Zeitverluste der Praktiker hier stets das finden wird, was er in einem gerade vorliegenden Falle braucht oder zu Vergleichsrechnungen heranziehen muß. Ob bei den Studierenden an unsern Hochschulen das Taschenbuch sich allgemein einführen wird, bleibt abzuwarten. Ein Unterrichtsbuch soll es nicht sein, kann es auch nicht ersetzen; es soll nur dem ein Hilfsbuch sein, der das Gebiet bereits beherrscht und in ihm nun flott konstruieren will. Solche Verhältnisse liegen aber im Hochschulbetriebe im allgemeinen nicht vor. Gleichwohl wird aber das Taschenbuch allen Jüngern des Eisenbaues zugänglich zu machen sein, um auch sie von vornherein mit dem wertvollen Hilfsmittel bekannt zu machen, die in der Praxis zur Arbeitsvereinfachung später einmal für sie von hohem und dauerndem Nutzen sein werden.

Auch die fünfte Auflage wird, wie ihre Vorgänger, ihren Weg gehen, überall freudig von den Eisenkonstrukteuren begrüßt und erfolgreich benutzt werden. Sie verdient es ihres hohen inneren Wertes wegen! Dr. M. Foerster.

Dr. Albert Neuburger, Die Technik des Altertums. Gr.-8°. XVIII, 569 S. mit 676 Abbildungen. R. Voigtländers Verlag in Leipzig. Ungeb. M 24,—, in Halbleinen M. 30,—.

Der Ingenieur hat sich bis jetzt zu wenig mit der Entwicklungsgeschichte seines Faches befaßt und es ist deshalb erfreulich, wenn sich Männer finden, die ihre Lebensarbeit zu geschichtlichen Studien auf dem Gebiete der Technik nutzen.

Die Technik des Altertums, mit der sich der Verfasser dieses Werkes befaßt hat, ist in vieler Beziehung lehrreich für die Technik der Jetztzeit. Der Verfasser nennt das Altertum ebenso ein Zeitalter der Technik, wie man es bisher von der Jetztzeit behauptet hat. Ein interessantes Werk, das mit viel Liebe und großer Mühe durchgearbeitet wurde, gibt uns einen Einblick in die verschiedensten Zweige der Technik des Altertums. Für uns Bauingenieure sind die Kapitel von besonderem Interesse, die sich mit dem Baumaterial verschiedenster Art befassen. Lehrreiche Mitteilungen erhalten wir über die Verarbeitung und die Verwendung des Holzes zu Bauzwecken, über die Verwendung von Eisen und über die Zusammensetzung und die Ausbildung hydraulischer Bindemittel. Von besonderem Interesse sind die Kapitel über den Brückenbau, Wasserbau und den Städtebau des Altertums.

Es würde zu weit führen, auf Einzelheiten des für den Techniker sowohl als auch für Nichtfachleute gleich interessanten Werkes einzugehen, das mit einer großen Zahl von Abbildungen ausgestattet ist. Das Werk soll jedem Ingenieur, der mehr als für den Alltag arbeitet, und besonders dem Studierenden der Ingenieurwissenschaften aufs wärmste empfohlen werden. E. P.

Tonindustrie-Kalender 1920 in 3 Teilen. Verlag der „Tonindustrie-Zeitung" G. m. b. H., Berlin NW 21, Dreysestr. 4. Preis für alle 3 Teile zus. für das Inland M. 4,50. Bei Bestellungen vom Auslande werden die Rechnungsbeträge in die Landeswährung zum Friedenskurse umgerechnet.

Unter den in der Literatur alljährlich erscheinenden Kalendern ist der Tonindustriekalender, besonders in einzelnen Spezialfachkreisen, recht bekannt. Er weist wie in früheren Jahren neben einem Kalenderteil 2 Textteile auf, in welchen u. a. enthalten ist: Betrachtungen über die Herstellung von Ziegeln, Musterverträge für Pacht von Tongelände. Ein anderer Teil enthält eine Anleitung über die Abschreibung auf Ziegeleien, einen Abschnitt über soziale Versicherungen und den Umgang mit Arbeitern. Zum Schluß sei noch auf die auch in andern Kalendern zusammengestellten Tabellen hingewiesen und die Verzeichnisse der Fachvereine und Fachliteratur: letztere sollte beim Neudruck eines Kalenders gewisse Ergänzungen erhalten. E. P.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang 15. März 1920 Heft 5

DER DERZEITIGE STAND DES EISENBETONSCHIFFBAUES IN NORDAMERIKA.

Bericht nach Eng. News-Record von Dipl.-Ing. F. Maier, Karlsruhe i. B.

Der Bau von Betonschiffen war in der Zeit vor dem Kriege immer noch im ersten Versuchsstadium. Vom Standpunkt des Schiffbauers wie des Eisenbetoningenieurs waren noch eine Reihe von Fragen offen, die der Lösung harrten, zu der Zeit und ganz besonders Erfahrung notwendig war. Die Ausführungen selbst wie auch die Versuche waren noch zu jung und zu sehr in den Anfängen, als daß sie ein Urteil in nautischer Beziehung oder in bezug auf die Bewährung des Materials zuließen. Das Problem des Flußschiffbaues oder des Baues von Leichtern kleinerer Abmessung — und um solche Bauten handelte es sich nur bis zum Kriegsbeginn — bot an und für sich noch nicht all die Schwierigkeiten, die sich dem Bau eines einwandfreien seefähigen Schiffes entgegenstellten. Geringe Geschwindigkeit dieser Fahrzeuge ließ die Frage des Schiffswiderstandes in den Hintergrund treten, geringe Anforderungen an die Stabilität des Schiffskörpers infolge des ruhigen Wassers in Flüssen und Häfen minderte die Sorge um die Festigkeit des Schiffes gegen Längsbeanspruchungen; schließlich war auch die Beständigkeit des Baumaterials gegen den Einfluß des Flußwassers hinreichend bekannt. Trotzdem gab allein die Dimensionierung der Konstruktionselemente unter Zugrundelegung anerkannter Beanspruchungswerte oft nur einen ganz bescheidenen, manchmal aber auch gar keinen Vorteil gegenüber dem Bau von eisernen Schiffen in bezug auf die Baukosten. Keinesfalls jedoch konnte selbst bei noch so sparsamen Abmessungen der einzelnen Teile ein so günstiges Verhältnis zwischen Eigengewicht und Ladefähigkeit erzielt werden, wie bei eisernen Schiffen, um so mehr, als es sich bei den holländischen und italienischen Versuchen nur um kleine Schiffe handelte, bei denen an und für sich dieses Verhältnis ungünstiger ist als bei Schiffsgefäßen großer Wasserverdrängung.

An den Seeschiffbau hatte man sich vor Beginn des Krieges überhaupt nicht herangewagt. War schon der Bau von anspruchslosen Leichtern und Prähmen nicht der Konkurrenz des Eisenschiffbaues gewachsen, so mußte doch der Bau von seefähigen Schiffen infolge der bedeutend höheren Anforderungen an Festigkeit und Stabilität sich wahrscheinlich in seinem finanziellen Erfolg noch ungünstiger stellen, da man in bezug auf die Amortisation dieser Bauten so gut wie gar keine Handhabe für die Schätzung besaß und da die sichere Herstellung eines absolut seewasserfesten Betons noch nicht gelungen war, so daß unter Umständen mit einer kurzen Lebensdauer von Eisenbetonschiffen zu rechnen war. Jedenfalls waren vor Kriegsbeginn nicht einmal die einfachsten Aufgaben für den Seeschiffbau gelöst, geschweige denn die Fragen, die ein seefähiges Fahrzeug in allen Beziehungen an Konstruktion und Material stellte. Die Entwicklung des Betonschiffbaues hätte — normale Zeiten vorausgesetzt — in ihrem Fortschritt sicher eine Stagnation zu verzeichnen gehabt, deren innere Gründe die unumgänglich notwendige Vertiefung der Kenntnisse und Erfahrungen im Schleppschiffbau gewesen wäre, bis man endlich — wenn überhaupt — zum Bau seefähiger Frachtdampfer hätte übergehen können. Der Kriegsausbruch hat den Gang dieser Entwicklung geändert. Beschleunigt hat er ihn nicht, denn die Fragen, die 1914 offen waren, und die die Grundbedingung zu dem Bau seetüchtiger Fahrzeuge bilden, sind heute noch eben so offen wie damals. Das Verhalten des Betons in Seewasser und besonders die Herstellung eines durchaus widerstandsfähigen Betons ist nach wie vor noch nicht gelöst, und wenn man überhaupt von einem Vorwärtskommen in diesen Kardinalfragen des Betonschiffbaues sprechen kann, so kann dabei höchstens die Tatsache gemeint sein, daß man nunmehr große Versuchsobjekte besitzt und daran sehen kann, wie schnell sie zugrunde gehen.

In Deutschland war zu Kriegsbeginn der gesamte Hochseefrachtraum stillgelegt und für die Binnentransporte war Frachtraum mehr als genügend vorhanden, um so mehr, als sich der Verkehr nach Holland, der zumeist auf der Rheinwasserstraße stattfand, auf die unerläßlichen Austauschtransporte reduzierte. Lediglich im Donaugebiet war durch die neugeschaffenen Kriegsverhältnisse, die große Transporte mit dem europäischen Südosten erheischten, Nachfrage an Schiffsraum eingetreten, der die an und für sich spärlichen Verkehrsmittel dieser Wasserstraßen kaum genügten. So finden wir deshalb auch lediglich im Donaugebiete Schiffsbauten, bei denen unter dem Einfluß der Kriegswirtschaft der Eisenbeton herangezogen wurde.

Anders war die Lage im neutralen und feindlichen Auslande. Durch die Versorgung der Armeen und der Marine war der frei verfügbare Frachtraum in England auf rund die Hälfte seines Friedensetats vermindert worden, während gleichzeitig der weitaus größte Teil der Stahlproduktion den Rüstungsbetrieben jeder Art zufloß, so daß der Handelsschiffbau in England unter Materialmangel litt. Solange Amerika nicht am Kriege teilnahm, konnte es den englischen Ausfall an Frachtraumproduktion nach Maßgabe der sich in steiler Kurve steigernden Leistungsfähigkeit seiner Werften zum Teil wenigstens decken. Als jedoch Amerika selbst aktiv in den Krieg eintrat, nahm auch dort der direkte Kriegsbedarf einen immer größer werdenden Anteil der Stahlproduktion für sich in Beschlag, während gleichzeitig durch die Versenkung wie auch durch die immer größer werdenden überseeischen Transporte von Kriegsmaterial und Truppen der Mangel an Frachtraum immer katastrophaler zu werden drohte.

Bei aller Leistungsfähigkeit der amerikanischen Industrie fand man sich anfangs ziemlich ratlos den neuen Erfordernissen gegenüber. Die amerikanische Handelsflotte war vor dem Kriege weder in bezug auf Qualität des Schiffsmaterials noch in bezug auf ihre Gesamttonnenzahl so beschaffen, wie es den wirtschaftlichen Kräften der nordamerikanischen Union entsprochen hätte; dementsprechend war auch die Leistungsfähigkeit der amerikanischen Werften ziemlich gering. Zuerst kam man beim Suchen nach Auswegen auf den Holzschiffbau, trotzdem diese Bauweise durch ihre Vorbedingungen: lange gelagerte Hölzer, große Zahl geschulter Schiffszimmerleute, Schwierigkeiten bot, an denen ihre großzügige Durchführung auch tatsächlich scheiterte. Maschinen und Ausrüstungsstücke für diese Holzschiffe, von denen 1000 gebaut werden sollten, waren jedoch teilweise schon bestellt und fertiggestellt worden, ohne jedoch infolge der geschilderten Schwierigkeiten Verwendung finden zu können. Die Eisenschiffe, die gebaut wurden, hatten wesentlich größere Abmessungen und waren konstruk-

tiv durch die Verschiedenheit des Materials auch bei gleicher Wasserverdrängung so verschieden, daß die Maschinen hierfür keine Verwendung hätten finden können.

In klarer Erkenntnis, daß das Problem des Schiffbaues das wichtigste für die Kriegführung über See war, hatte man die Gesamtproduktion an amerikanischem Schiffsraum wie auch die Umstellung der für den Schiffbau in Betracht kommenden Industrien unter die Kontrolle einer staatlichen Stelle „Emergency fleet corporation" gebracht. Dieser lag die Normalisierung des gesamten Schiffbaues wie auch die Schaffung neuer Produktionsmöglichkeiten ob. Hierbei versuchte man es zuerst mit wenig Erfolg mit dem Holzschiffbau, um womöglich viel Stahl für andere Zwecke frei zu machen, aber auch mit ausgezeichnetem Erfolg, soweit es die Menge und Schnelligkeit der Herstellung betrifft, mit eisernen Schiffen, indem man durch Vereinfachung und Normalisierung der Konstruktionselemente auch die 50 leistungsfähigsten Brückenbauanstalten zur Bearbeitung des Materials heranzog, so daß die wie Pilze aus dem Boden schießenden Montagewerften in erstaunlich kurzer Zeit das Zusammennieten der Rümpfe bewerkstelligen konnten.

Im Sommer des Jahres 1918 endlich, als durch den Transport der amerikanischen Armeen nach dem Kontinent wie auch durch die immer noch nicht bekämpfte U-Boot-Gefahr die Frachtraumnot bedenkliche Formen annahm, schritt man auch zum Bau von Eisenbetongroßschiffen, zu denen man sich allerdings weniger durch die bisherigen Erfahrungen berechtigt glaubte, als vielmehr durch die immer größer werdenden Frachtraumerfordernisse gezwungen sah. Denn selbst für den Fall, daß diese Schiffsbauten, über deren Wert man sich nicht ganz im klaren war, nur wenige Jahre seefähig erhalten werden konnten, so war ihr Bau unter dem Gesichtswinkel der Kriegserfordernisse, die mit zwingender Gewalt eine sofortige, wenn auch nur provisorische Abhilfe der Schiffsraumnot erheischten, gerechtfertigt. Konstruktiv wurden die Neubauten in Eisenbeton durch die fleet emergency corporation durchgearbeitet und unter ihrer Aufsicht von verschiedenen Unternehmungen ausgeführt. An Eisenbetonunternehmungen mit praktischen Erfahrungen stand der Aufsichtsbehörde nur die Tochtergesellschaft der norwegischen Fugner-Gesellschaft, in flushing bay zu Long Island, die bereits in Norwegen den Seeschiffbau in beschränkten Abmessungen betrieb, zur Seite.

In Aussicht genommen war der Bau von drei Schiffstypen mit einer Ladefähigkeit von 3000, 3500 und 7500 t. Zuerst wurden zwei Neubauten von 3000 t an die Fugner-Gesellschaft und eine weitere Betonwerft vergeben, denen dann mit Rücksicht auf die Neuheit dieser Bauten auch gewisse Spielräume für die detaillierte Durcharbeitung der einzelnen Teile zugestanden wurden. Für das 3500 t-Schiff wurden ebenfalls von der genannten Behörde die Entwürfe fertiggestellt, ohne daß jedoch, soweit bekannt ist, größere Aufträge vergeben wurden. Beim Bau beider Typen hat man sich eng an die hölzernen Vorbilder, die „Standard woodenships", gehalten und lediglich die Änderungen, die durch die spezifischen Eigenschaften des Materials bedingt waren, vorgenommen. Die Schiffe sind als eindeckige Fahrzeuge für Massengüter eingerichtet und besitzen Aufbauten am Vorderschiff und am Stern und ein Brückendeck in Schiffsmitte. Der Antrieb der vierflügeligen Schrauben besteht in einer Dreifach-Expansionsmaschine von 1400 PS

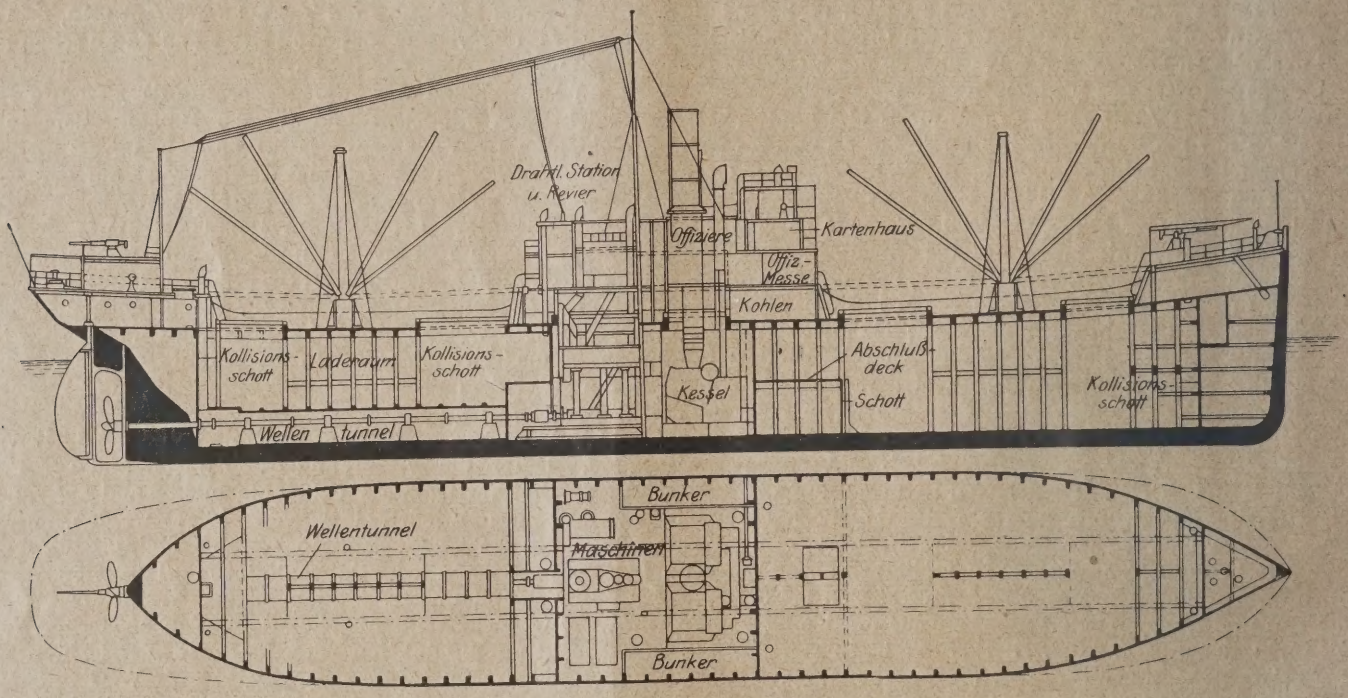


Abb. 1. Längenschnitte des 3500 t Eisenbetonschiffs.

Leistung, die dem Schiff eine Geschwindigkeit von 10½ Knoten erteilen soll. Der Dampferzeugung dienen zwei Kessel mit umkehrender Flamme für gemischte Feuerung (Öl und Kohle). Die Hauptabmessungen des Schiffes sind:

Gesamtlänge	71,20 m
Länge zwischen den Loten	70,20 „
Totale Breite	10,70 „
Tiefgang in Schiffsmitte	6,00 „
Tiefgang	6,00 „
Oberdeckhöhe über Wasser	7,30 „

Für die Kosten gibt die E. Fl.-C. in ihren Veröffentlichungen auch Preise im Vergleich zu den Kosten von Holz- und Eisenschiffen an, deren Richtigkeit sich allerdings nicht nachprüfen läßt. Nach diesen Angaben kostet eine Tonne Betonschiff 100—125 Dollars, Holzschiff pro Tonne 165 Dollars, und das Eisenschiff pro Tonne 220 Dollars. Hierbei ist allerdings jegliche nähere Angabe weggelassen, wodurch der Wert dieser Angaben ein recht problematischer wird. Zum Vergleich der Konstruktion- und Ladegewichte der drei Bauweisen, Beton, Holz und Stahl, für das 3500 t-Schiff dient nachstehende Tabelle:

	Beton t	Holz t	Stahl t
Rumpf	2500	2300	1160
Ausrüstung, Aufbauten	191	191	180
Antriebsmaschine	206	206	200
Bollwerk (Reeling)	75	80	60
Gesamtes Eigengewicht	2972	2777	1600
Reservekohlen	80	80	80
Geschützausrüstung	23	23	23
Brennstoffe (Öl)	300	300	300
Vorräte	40	40	40
Ladefähigkeit	2760	2180	3057
Gesamte Belastung	3203	3123	3500
Wasserverdrängung beladen	6175	5900	5100
Verhältnis Eigengewicht zu Nutzlast	52%	53%	68,6%

Das Eigengewicht des Schiffsrumpfes in Beton ist also nahezu doppelt so groß als ein entsprechender Rumpf aus Eisen, während die Ladefähigkeit bedeutend geringer ist. Die Feststellung des gesamten Eigengewichts, wie oben geschehen, läßt, wenn man sie auf die Preisfestsetzung der E. Fl. C. anwendet, einen Schluß zu, wie es tatsächlich um die Preisgestaltung der Eisenbetonschiffe stehen muß. Bei der Gewichtsangabe für das Eigengewicht des Betonschiffes ist außerdem noch zu berücksichtigen, daß die Spannungen, die bei allen diesen Neubauten für zulässig erachtet worden sind, und über die später noch näher gesprochen werden soll, weit über die sonst zulässigen Grenzen hinausgehen.

Die Schiffe sind, wie auch die Standardeisenschiffe, sehr einfach durchgebildet, auf die günstigste Form gegen den Wasserwiderstand ist mit Rücksicht auf die einfache Herstellung verzichtet worden. Auf etwa 25% der gesamten Schiffslänge ist, von einer kleinen Rundung an den Seitenkielen abgesehen, der Spantenquerschnitt so gut wie rechteckig; auch das Oberdeck besitzt nur eine ganz leichte Schweifung gegen das Vorderschiff und das Heck zu. Die Steifigkeit des Schiffsbodens wird durch zwei Seitenkiele und einen Mittelkiel, die jedoch an der Außenhaut des Schiffes nicht hervortreten, erreicht. Der Hauptkiel findet seine Fortsetzung in Vorder- und Achtersteven bis zu Deckhöhe, während die Seitenkiele der Krümmung des Schiffsbodens folgend sich am vorderen und achtern Kollisionsschott totlaufen. Sämtliche drei Kiele bestehen aus doppeltarmierten Betonträgern mit einer starken Bügelbewehrung zur Aufnahme der Scherkräfte. Die Spanten selbst sind normal als geschlossene Rahmen bis zum Oberdeck durchgeführt, lediglich an den Ladeluken am Maschinen- und Kesselschacht ist das Deck nicht auf die Rahmen allein abgestützt, sondern durch ringslaufende Randträger und Säulen auf das Spantengerippe des Bodens abgestützt. Am Brükkenkopf ist die Außenhaut des Schiffes kontinuierlich hochgezogen und durch ein Balkensystem, das die Fortsetzung der Rahmenständer des Spantengerippes bildet, versteift. Die oberen Teile des Schiffes sind entsprechend den größeren Temperaturschwankungen, denen sie ausgesetzt sind, mit Dehnungsfugen versehen. Die Außenhaut des Schiffes besteht aus einer durchlaufenden Plattenkonstruktion von 12,7 cm Stärke am Boden und an der Seitenwand bis auf 1,8 m Höhe über dem Boden, und von 10,16 cm für die übrigen aufgehenden Teile des Schiffes. Die Decks sind ebenfalls mit 10,16 cm Stärke durchgeführt und zwischen den oberen Riegeln her Spanten gespannt mit Aus-

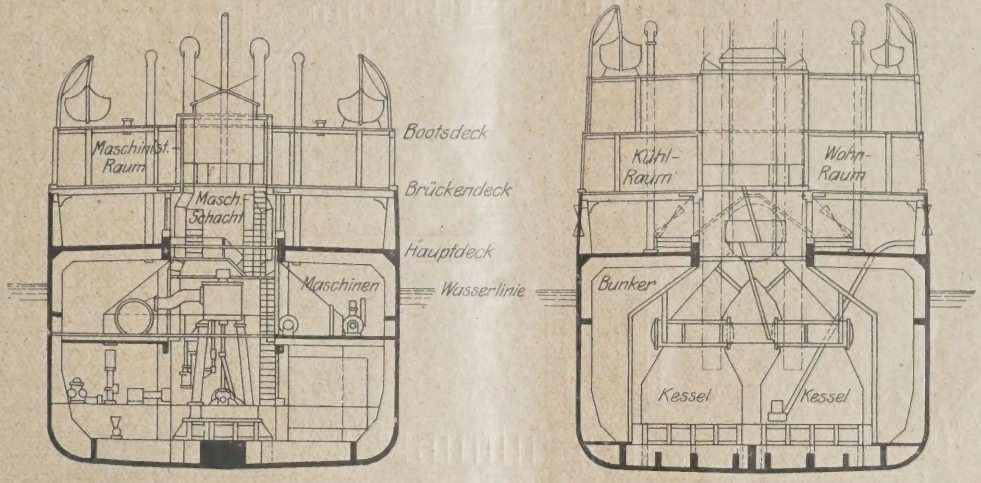


Abb. 2. Schnitte durch Maschinen und Kesselraum des 3500 t Eisenbetonschiffs.

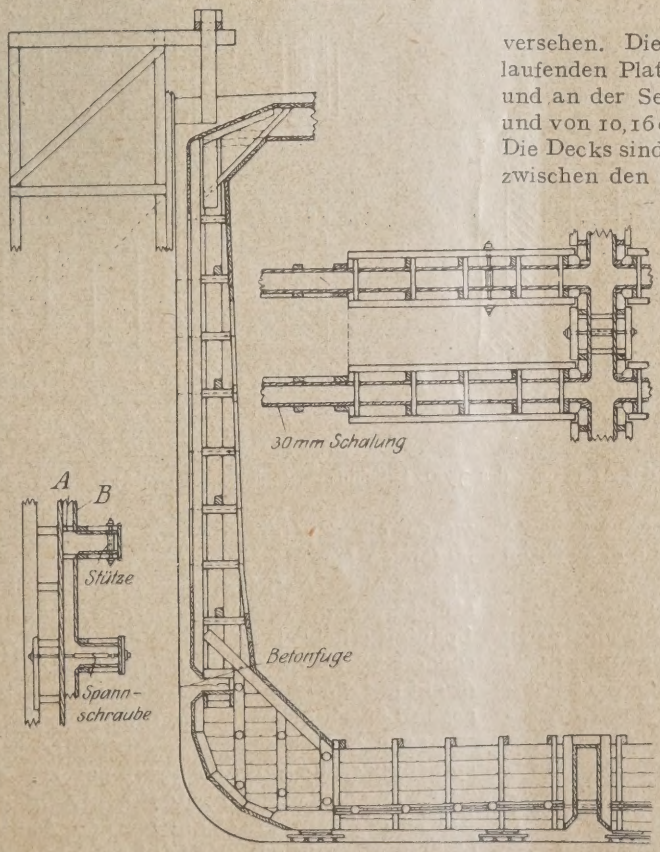


Abb. 3. Schalungsskizze eines Spants in Schiffsmitte.

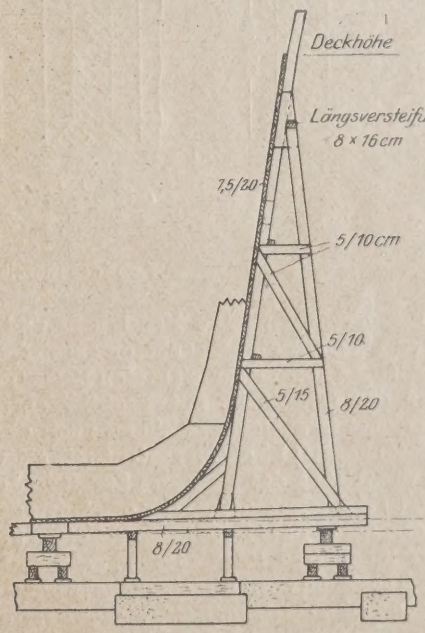


Abb. 4. Schalungsskizze der Außenhaut am Bug und Auflagerung auf den Hellings.

nahme der Luken, an denen das Deck auf den vorerwähnten Randträgern aufliegt. Die Armierung der Schiffshaut besteht aus Quadrateisen von 12—18 mm und läuft bei dem regierungsseitigen Entwurf der E. Fl. C. parallel der Wasserlinie. Die Eisenabstände schwanken entsprechend der Zunahme des Wasserdrucks zwischen 30,48 cm über der Wasserlinie und 10,16 cm in den Bodenteilen. Als Eisen gegen die Scheerbeanspruchungen sind an den besonders beanspruchten Stellen 18 mm Quadrateisen unter 45 Grad eingelegt, so an den Anschlüssen der Kollisionsschotte und der Maschinenschotte. Die normalen Schrägeisen in der Schiffshaut liegen zwischen den

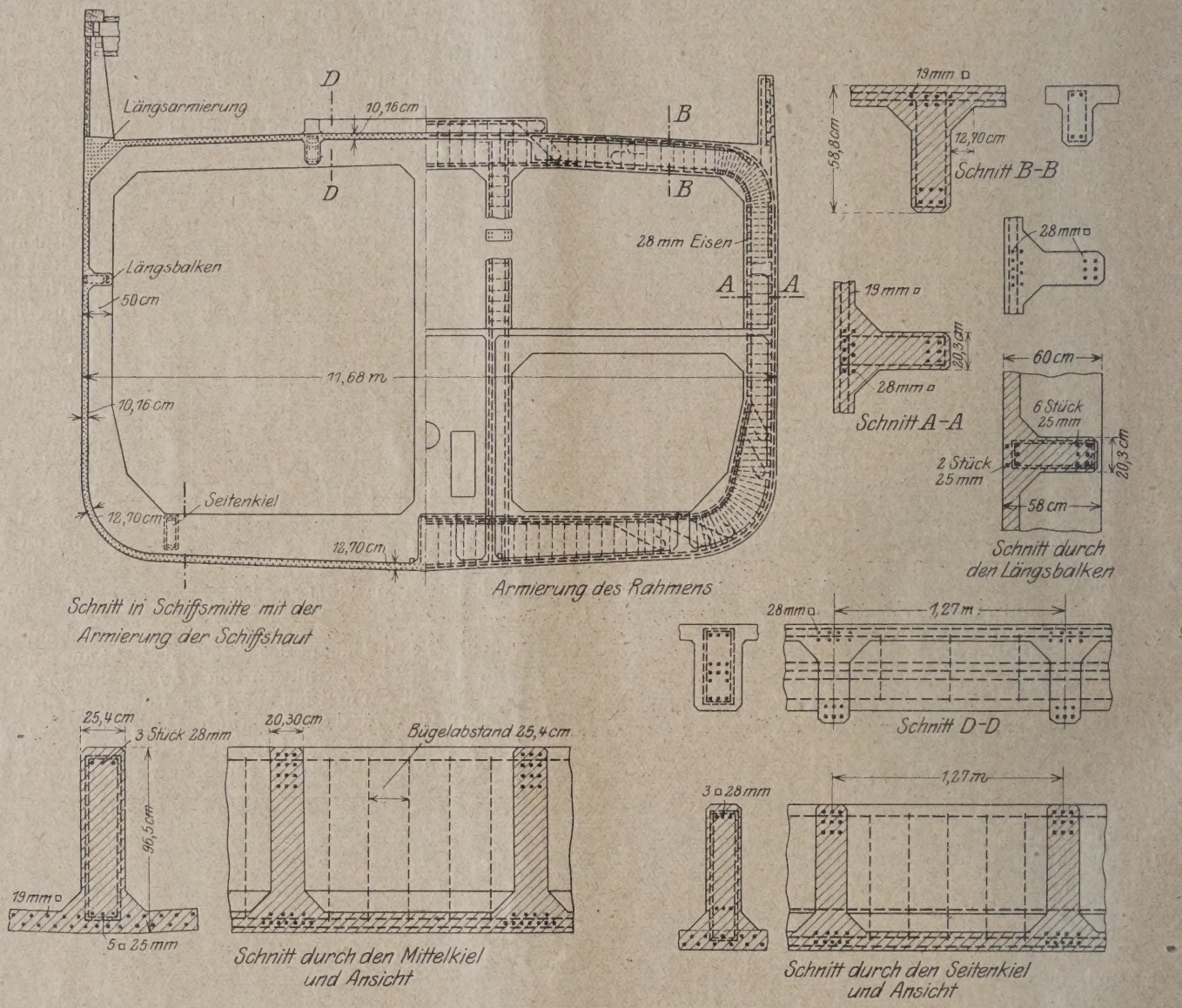


Abb. 4. Einzelheiten der Armierung des 3500-t-Schiffs. (Regierungsentwurf.)

beiden Armierungen. Die Maschinen- und Kesselfundamente bestehen ebenfalls aus Eisenbetonlängsträgern, die den Kielen parallel laufen und die zur leichteren Befestigung der Maschinenteile an der Oberfläche mit Profilbewehrung versehen sind. Sie dienen, wie auch der Wellentunnel, der ebenfalls ganz in Eisenbetonkonstruktion hergestellt ist, als weitere wünschenswerte Versteifung des Bodens. Zur Erhaltung der Schwimmfähigkeit bei Leckwerden und Kollisionen sind, wie bei Frachtdampfern üblich, zwei Kollisionsschotts, und zur Abgrenzung des Maschinen- und Kesselraums zwei Maschinenschotts eingezogen. Dieselben bestehen ebenfalls in Plattenbalkenkonstruktionen, deren Hauptträglieder die Kräfte auf die rahmenförmigen Spanten und deren Längsversteifung übertragen.

Eines dieser Schiffe wurde im August der Jahres 1918 bei der amerikanischen Fugner-Gesellschaft in Auftrag gegeben und wurde bereits im September fertig gestellt. Der Entwurf gleicht äußerlich dem vorbesprochenen regierungsseitigen Entwurf, doch sind in konstruktiver Beziehung Verbesserungen an den verschiedenen Teilen erreicht worden. So wurde an der Armierung der Außenhaut kein getrenntes System gegen Biegung und Abscherung verwendet, sondern die Eisenlagen unter 45 Grad zur Wasserlinie verlegt, wodurch nur zwei Armierungsnetze notwendig wurden. Auch die Spanten wurden nicht mehr durchweg als geschlossene Rahmen mit der Decklast im Oberriegel durchkonstruiert, sondern das Deck wurde als Plattenbalkenkonstruktion mit zwei längsschiffslaufenden Hauptträgern ausgebildet, die durch betongefüllte Säulen auf die Balkenkonstruktion des Schiffsbodens abgestützt wurden. Hierdurch wurden die Biegungsmomente in den Spanten erheblich herabgemindert und, was für den Bau besonders wichtig war, ein großer Teil der Eigenlast des Decks direkt auf die Hellinge übertragen. Weiterhin erhält das Deck gegen Längsbeanspruchungen beim Arbeiten in langen Wellen, wie auch ganz besonders gegen die noch weit höheren Beanspruchungen beim Stapellauf in den zwei starken Längsbalken eine wünschenswerte Versteifung. An den Seitenkielen ist die Stärke der sonst 12½ cm starken Außenhaut auf 18¾ cm heraufgesetzt, um an der Stoßstelle von Wand und Boden die Eisen einwandfrei zusammenflechten zu können und gleich-

zeitig einen Teil der Längsarmierung des Schiffskörpers unterzubringen. Die Herrichtung und der Aufbau der Schalung des Fugnerschen Schiffs zeigt grundsätzlich nichts Neues und ist in allen wichtigen Details aus den Zeichnungen zu erkennen. Der mehrfachen Verwendung der Schalung entsprechend sind alle ihre wichtigen Teile verschraubt, um ein leichtes Auseinandernehmen ohne Beschädigung zu ermöglichen. Die Außenformen für die rechteckigen Teile des Schiffes wurden nach gewöhnlichen Werkstattzeichnungen hergestellt, für die schwierigeren Spantenquerschnitte am Heck und am Bug wurden Spantenrisse in natürlicher Größe benutzt.

Die Herstellung der Armierung hatte ihre Hauptschwierigkeit in der genauen Einhaltung der äußeren Form der Spantenrisse. Es wurden deshalb gleichzeitig mit der Herstellung der Schalform für jeden Spant eine Lehre der Innen- und Außenkante hergestellt, nach der dann die zu biegenden Kurven auf einem besonders eingerichteten Biegetisch durch Bolzen festgelegt wurden. Das Verfahren ergab anfänglich, als nur um die Bolzen gebogen wurde, polygonartige Biegung der Eisen, ein Übelstand, dem dann durch Auflegen eines 10 mm starken Flacheisens zwischen Bolzen und Eisen abgeholfen wurde. Die aus dem elastischen Zurückfedern des Eisens entstehende Vergrößerung der Radien wurde durch entsprechend stärkere Krümmung der Bolzenkurve korrigiert.

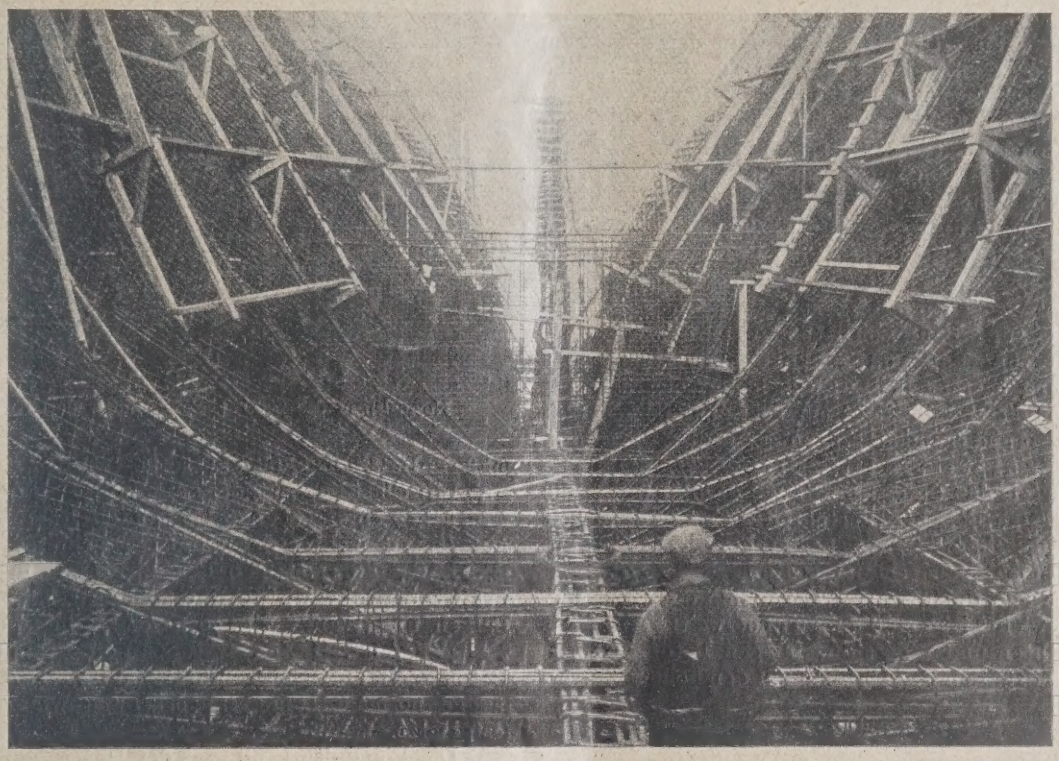


Abb. 5. Eisenarmierung des Fugnerschen Schiffs.

Das Verlegen der schweren Eisen geschah in normaler Weise, indem man die nötige Betonumhüllung durch Betonzwischenlagen von entsprechender Stärke sicherte. Schwieriger war es jedoch, die Armierung der Außenhaut genau in die richtige Tiefe einzubetten, und gerade hier war die peinliche Genauigkeit um so wünschenswerter, als eine zu geringe Einbettungstiefe das Eisen leicht der Wirkung des Seewassers ausgesetzt hätte und ein zu großer Eisenabstand von der Außenfläche die an und für sich stark beanspruchte Außenhaut noch um einen guten Teil ihrer Widerstandsfähigkeit gebracht hätte. Man entschloß sich deshalb, die äußere Wandarmierung von der Höhe der Seitenkiele an unmittelbar auf die Außenschalung aufzunageln, wobei sich gewöhnliche Nägel besser bewährten als Krampen. Nach dem Ausschalen wurde die Oberfläche, an der die Armierung sichtbar lag, mit Hilfe des Zementspritzverfahrens mit einer 13 mm starken Mörtelschicht verkleidet. Dies Verfahren war von der Fugner-Gesellschaft an einigen Prähmen bereits mit Erfolg angewandt worden, nachdem man sich durch Versuche von dem guten Verbund des aufgespritzten Zementmörtels mit der Außenhaut überzeugt hatte. Inwieweit allerdings diese Versuche Dauerversuche darstellen, geht aus den amerikanischen Mitteilungen nicht hervor.

Das Betonieren der hauptsächlichen Teile des Schiffes erfolgte in drei Abschnitten: Zuerst Boden mit Spanten, Kielen und Seitenwänden bis auf etwa 1,8 m Höhe, zusammen etwa 330 cbm Beton, die in 32 Arbeitsstunden von zwei Betonmaschinen mit 0,35 cbm Trommelinhalt geleistet wurden. Die zweite Schüttung umfaßte die Seitenwände mit den senkrechten Spantenteilen bis unter Deckhöhe. Das Deck mit seinem Tragwerk und die Aufbauten im Heck und Stern bildeten den dritten Abschnitt. Die Arbeiten an den Aufbauten wie auch das Einziehen des Doppelbodens, die Herstellung des Wellentunnels und der Kohlenbunker erfolgte später, da die Festigkeit dieser Teile für die Möglichkeit des Stapellaufes ohne Einfluß war. Der Beton wurde von den außerhalb des Schiffes stehenden Betonmaschinen in Schüttrinnen nach zwei im Innern des Schiffes befindlichen Türmen gebracht und von da durch Schubkarren an die Verwendungsstelle befördert. Beim Betonieren war die ungemein dichte Eisenlage im Boden und in den Spanten der Gegenstand besonderer Aufmerksamkeit. Die fette Mischung 1 Raumteil Zement, $^2/_3$ Raumteile Sand und $1^1/_3$ Raumteile Feinkies, gestattete zusammen mit dem engmaschigen Eisengeflecht kein wirkungsvolles Stampfen, so daß man unter Umständen mit der Bildung von Hohlräumen und Nestern zu rechnen hatte. Man benutzte deshalb während der ganzen Arbeitszeit leichte Preßluftwerkzeuge mit flachen Stoßmeißeln, um die Schalungswände in dauernder Vibration zu halten und dadurch ein vollständiges Füllen sämtlicher Hohlräume zu gewährleisten. Auf diese Weise erzielte man auf eine Wandhöhe von 1,8 m ein Setzen des frischen Betons um 8—10 cm. Mit Rücksicht auf die langen Arbeitsperioden und auf den Wunsch, in den Hauptteilen des Bodens und der Außenhaut keine vorzeitig abgebundene Arbeitsfuge zu erhalten, verwendete man äußerst langsam bindenden Zement von hoher Mahlfeinheit, der für die Betonschiffbauten der E. Fl. C. eigens hergestellt war. Besondere Leichtbetonarten waren zur Zeit dieser ersten Bauten noch im Versuchsstadium und fanden deshalb hierbei noch keine Verwendung.

Neben diesen Seeschiffbauten der E. Fl. C. fand natürlich auch der Flußschiffbau in Amerika die natürliche Fortsetzung der vor dem Kriege gemachten Versuche. Konstruktiv bieten diese Neubauten nicht viel Interessantes, da sie ganz nach den Grundsätzen wie die Seeschiffe erbaut wurden. Es sind schutenartige Fahrzeuge von 756 t Wasserverdrängung und 489 t Tragfähigkeit, die für Transportzwecke auf den New-York state canal bestimmt waren. Die Hauptabmessungen sind 42,76 m Länge über alles, 6,40 m Breite und 2,86 m Tiefgang. Bemerkenswerter durch die Art ihrer Ausführung sind die durch die

Aberthaw Co. erbauten Flußschiffe. Beim Bau dieser Fahrzeuge war die oberste Richtlinie die peinlich genaue Einhaltung der in der Konstruktion festgelegten Maße und Abstände. Außerdem ist bei diesen Bauten ganz besonders Bedacht genommen worden auf die Herstellung einer glatten Außenhaut von geringem Wasserwiderstand, um ein nachträgliches Auftragen einer Putzschicht zu erübrigen. Die Schalplatten für die Schiffshaut sind zu diesem Zwecke mit galvanisiertem Eisenblech belegt, das an den Ecken scharf umgebördelt ist, um einen guten Anschluß an die Nachbarplatten zu ermöglichen.

Wenngleich diese Maßnahmen im Eisenbetonbau nichts Neues darstellen, so haben sie gerade in diesem Zusammenhang noch eine gewisse weitere Bedeutung, die ein Licht wirft auf das Urteil sorgsamer Ingenieure in bezug auf die einwandfreie Herstellung eines Schiffskörpers. Denn wenn man von der Tatsache ausgeht, daß die E. Fl. C. sich an den Bau größer Seeschiffe heranwagte, so könnte man zur Überzeugung kommen, daß die Schwierigkeiten, die sich bei sorgsamer Erwägung der Erstellung eines dauerhaften Eisenbetonschiffes entgegenstellen, behoben wären. Und hier beim Bau der einfachen, langsamlaufenden Barken steht in all den Maßnahmen, die die normale Sorgfalt bei Ausführung der Eisenbetonbauten weit überschreiten, das Geständnis der Schwierigkeiten, die sich dem gewissenhaften Ingenieur selbst schon beim Bau einfacher Kanalschiffe entgegenstellen, von den Schwierigkeiten des Seeschiffbaues gar nicht zu reden.

Es ist deshalb nicht uninteressant zu erfahren, aus welchen Tatsachen die maßgebenden Mitglieder der E. Fl. C. das wissenschaftliche Recht hergeleitet haben, nach den spärlichen, nicht immer glücklichen Versuchen mit kleinen und kleinsten Betonschiffen plötzlich zum Bau von 3500-t-Frachtschiffen und neuerdings sogar zum Bau von Tankdampfern von 7500 t Wasserverdrängung überzugehen, was doch normalerweise bei den hohen Kosten dieser Fahrzeuge nur bei vollständiger Klärung sämtlicher grundlegender Fragen gerechtfertigt wäre. In dieser Erkenntnis hat die E. Fl. C. eine ausgedehnte Reihe von Versuchen durch das Bureau of Standards und durch die Lehigh-Universität zu Betlehem ausführen lassen, die Klarheit über die Eignung des Betons für die spezifischen Beanspruchungen des Schiffsbaumaterials schaffen sollten.

Diese Hauptfrage, deren tiefster Kernpunkt die Verminderung des Eigengewichts ist und die man anderweitig durch das Suchen nach leichten und widerstandsfähigen Betonsorten zu lösen, versucht, ist für den Seeschiffbau mit den hohen Wasser-

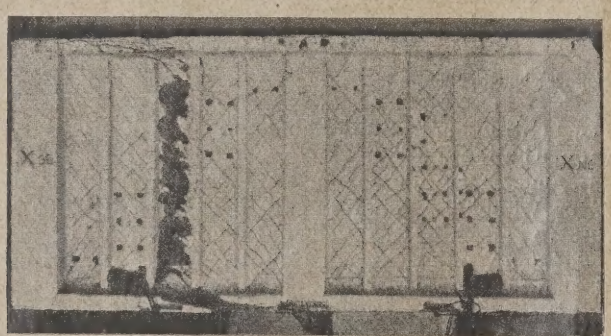


Abb. 6. Scherversuch nach doppelter Beanspruchung mit Bruchbildern und Löchern zur Messung der Eisenspannungen.

drücken von weit höherer Bedeutung als beim Flußschiffbau mit seinen wesentlich einfacheren Verhältnissen.

Die erste Versuchsreihe waren Schubversuche mit hochkantgestellten Platten von 5,64 m Länge, 1,32 m Höhe und 0,10 m Stärke, was dem oberen Teil der Schiffshaut entspricht. Unter Zugrundelegung der amerikanischen Bestimmungen über die Scherfestigkeit hätten diese Platten eine Stärke von 35 cm benötigt. Entsprechend der beim Arbeiten des Schiffes in langen Wellen entstehenden Beanspruchungen wurde der Balken durch eine Einzellast auf Abscherung beansprucht. Nachdem die Belastung 40-mal aufgebracht war, wurde der Balken in umgekehrter Weise beansprucht und dann zum Bruche gebracht. Schon nach viermaligem Aufbringen der Belastung zeigten sich Risse von 0,03 mm Stärke. Abb. 6 zeigen den Balken nach der einseitigen und nach der doppelseitigen Beanspruchung mit künstlich sichtbar gemachten Rissen mit Löchern zur Messung der Eiseneinlagen und dem Bruchbild.

Als zweiter Versuch wurde ein Normalspant eines 3500 t-Schiffes (vergl. Abb.), dessen Seiten bis zur Höhe der rechnungs-

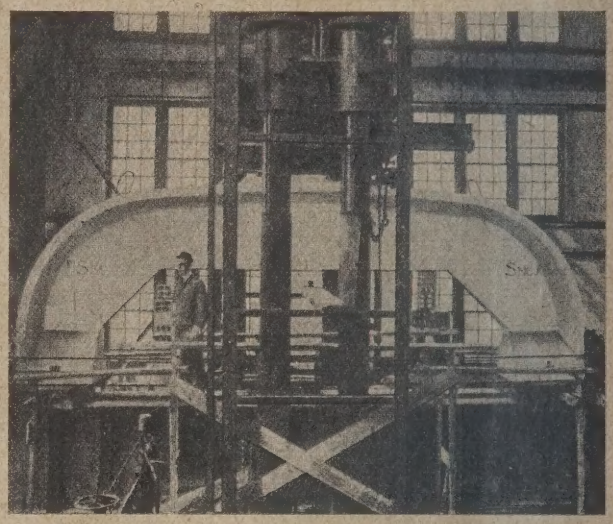


Abb. 7.
Normalspant des 3500-t-Schiffs unter der Versuchsmaschine.

mäßigen Inflexionspunkte ausgeführt wurden, im Kielpunkt durch eine Einzellast belastet, der dann noch zwei den seitlichen Wasserdrücken entsprechende Horizontalschübe beigefügt wurden. Auf Grund nicht einwandfreier Ergebnisse glaubte nun die E. Fl. C., die zulässigen Beanspruchungen gegen Schub für Schiffbauzwecke wie folgt erhöhen zu können: für Platten, Balken und Wände $\tau = 70$ kg/cm², für rechteckige Balken $\tau = 40$ kg/cm². Dafür setzte man die Beanspruchung, die der Beton allein aufzunehmen hatte, auf 7,0 kg/cm² fest. Die zulässige normale Druckbeanspruchung wurde zu 100 kg/cm² festgesetzt.

Die Frage des Einflusses der Haarrisse und der Betonierfugen suchte man zu klären, indem man einen Hohlbalken von 10 cm Wandstärke mit absichtlich verursachten Betonierfugen einem Wasserdruck von 1,0 Atmosphären aussetzte, wobei sich keinerlei Leck zeigte. Hierauf wurde eine Belastung aufgebracht, die eine Schubbeanspruchung von 42,3 kg/cm² erzeugte, wobei durch einen Haarriß von 0,02 mm Fuge ganz wenig Wasser austrat. Erst als der Riß sich auf 0,04 mm erweiterte, war der Durchfluß beträchtlicher. Leider sind keine Angaben über die Verwendung von See- oder Süßwasser vorhanden, auch über die Versuchsdauer liegen keinerlei Anhaltspunkte vor.

Da man sich damals auch schon mit dem Gedanken trug, Tankschiffe aus Eisenbeton herzustellen, wurden auch Versuche über den Einfluß mineralischer und vegetabilischer Öle auf Beton ausgeführt, wobei sich bei organischen Ölen keinerlei Zerstörungserscheinungen gezeigt haben sollen. Leider fehlen auch hier jegliche Angaben über die Versuchsdauer. Die Eindringungstiefe der verschiedenen Öle in den Beton wurden ebenfalls gemessen, wobei sich Beton 1 : 2 : 4 innerhalb 40 Tagen auf 4 cm Tiefe mit leichtem Öl sättigte. Bei schweren Ölen war die Eindringungstiefe in derselben Zeit etwa 0,7 cm. Zur Ermittlung der Wirkung von wiederholten Belastungen wurden Stoßbelastungsversuche an Betonbalken ausgeführt, wobei im Eisen Zugbeanspruchungen von 3300 kg/cm² erzeugt wurden; bis zum Erscheinen des Berichts war die Belastung

im ganzen 746 000-mal aufgebracht worden. Innerhalb der ersten 1000 Stöße schlossen sich die Risse in der Zugzone vollständig, und auch später zeigten sich keine merklichen Veränderungen, woraus man zum vorläufigen Schlusse kam, daß die Befürchtung einer Erweiterung der Risse durch das Reiben der gerissenen Teile unbegründet sei. Auch über die Zuverlässigkeit der beim Betonieren angewandten Arbeitsmethoden suchte man sich durch probeweises Gießen von Platten mit sehr dichtem Eisennetz zu verlässigen. Es wurden 10 cm starke Platten von 90 cm Höhe mit Gußbeton in einem Arbeitsgang ausgegossen, wobei sich noch eine gute Ausfüllung aller Räume und eine gute Einbettung der Eisen ergab. Unter der Presse zeigten diese Platten Zerstörungserscheinungen durch Überschreiten der Streckgrenze der Eisen, bevor die maximale Druckfestigkeit erreicht war.

Parallel mit diesen Festigkeitsversuchen war man auch bemüht, für den Zement und den Zuschlag Qualitäten zu finden, die in bezug auf Leichtigkeit und Festigkeit den Ansprüchen im Schiffbau besser genügten als der normale Beton. Im Jahre 1918, dem ersten, in dem der Betonschiffbau im Großen in Angriff genommen wurde, waren jedoch die Bemühungen in dieser Richtung nicht soweit gelangt, daß man für den Bau der ersten Schiffe hätte Nutzen ziehen können. Man glaubte jedoch bereits begründete Hoffnung zu haben, mit Hilfe eines nicht näher bezeichneten lavaartigen Leichtzuschlages und dem bereits erwähnten sehr fein ausgemahlenen neuen Zement der E. Fl. C. einen Beton von einem spezifischen Gewicht von 1,85 und einer Festigkeit von 550 kg/cm² zu erzielen. Über den Rest und die Fortsetzung der begonnenen Dauerversuche geben uns Veröffentlichungen im Juli 1919 weiteren Aufschluß.

Im Verfolg der Untersuchung von Hohlbalken auf Innendruck mit gleichzeitiger Beanspruchung, die bereits im Jahre 1918 begonnen wurden, wurde auch hier die Bemerkung gemacht, daß die entstandenen Risse sich je nach ihrer Feinheit ganz oder teilweise wieder abdichteten, eine Tatsache, die auch andernorts bereits bei Durchlässigkeitsversuchen festgestellt worden war. Eine Erklärung für die Abdichtungsvorgänge bringt der Bericht nicht. Lediglich wird das Vorhandensein einer schlammartigen Ausblühung an den Probekörpern festgestellt, ohne daß näher auf die chemische Zusammensetzung dieser Ausblühung selbst eingegangen wird. Die Fortsetzung der Stoßversuche ergab auch die Irrtümlichkeit der ursprünglichen Auffassung. Nach längerer Dauer der Versuche zeigten sich Ausmahlungserscheinungen an den Rißflächen, die sich in leichtem Klaffen der Risse in unbelastetem Zustand auswirkten.

Weiter wurde dann die Rosterscheinung und deren Verhinderung an einer langen Versuchsreihe studiert, wobei man sich von vornherein nicht viel Rostschutz von der Betonumhüllung der Eisen allein versprach. Es wurden lediglich Versuche mit Anstrichen aus Ölfarbe, bituminösen Schutzmassen und metallischen Überzügen untereinander gewertet. Mit Rücksicht auf die Dauer solcher Versuche entschloß man sich zu einem abgekürzten Verfahren, indem man die mit Walzhaut versehenen Probestücke mit dem Schutzmittel versah und nach erfolgter Trocknung bzw. Erhärtung sie der Wirkung aufgestreuter Seesalze aussetzte. Man erzielte hierdurch lediglich Vergleichswerte für die Mittel untereinander, wobei jedoch jeglicher Maßstab fehlt, der die intensive Salzwirkung des Versuchs mit der Zeitspanne gleicher Wirkung in der Praxis in Verbindung gebracht hätte.

Rein theoretisch erwiesen sich bituminöse und Ölanstriche als wirksamstes Schutzmittel. Ihr geringes Haftvermögen jedoch, wie auch die Gefahr der Beschädigung der Schutzhaut beim Verlegen im Verein mit der beträchtlichen Herabminderung des Verbundes von Beton und Eisen ließen diese Schutzmittel für die Praxis jedoch untauglich erscheinen. Untauglich erwies sich auch die galvanische und die Feuerverzinkung, die anfangs wohl das Eisen schützte, dann aber sehr bald durch die chemische Wirkung des Seewassers zersetzt wurde und wie die Rostbildung zu Sprengwirkungen zwischen Beton und Eiseneinlagen führte. Vergleichende Versuche zeigten, daß das Auseinandertreiben von Beton und Armierung von verzinktem Eisen schneller und intensiver zutage tritt als bei gewöhnlichem Bewehrungsmaterial. Inwieweit elektrolytische Vorgänge hierbei mitspielen, ist nicht näher erwähnt. Günstiger erwies sich eine nicht näher beschriebene Methode, bei der ein phosphorhaltiger Schutzkörper verwendet wurde. Es wurde hierbei ohne merkliche Beeinflussung des Zusammenwirkens beider Materialien, wenn auch kein absoluter Rostschutz, so doch eine erhebliche Verzögerung der Rostwirkung erzielt. Angewendet wurde diese Methode allerdings in der Praxis mit Rücksicht auf die zu geringen Erfahrungen noch nicht.

Die Versuche der E. Fl. C. sind in Amerika selbst auch nicht ohne Widerspruch geblieben. Besonders war das Übergehen der chemischen Wirkung des Seewassers bemängelt worden. Ebenso wichtig erscheint jedoch die Unterschätzung der Gefährlichkeit von Haarrissen zu sein, denn es kann keineswegs für den Seeschiffbau genügen, die Zerstörungsfestigkeit zu kennen und als maßgebend zu betrachten, denn das Gefüge des Betons verliert bereits lange vorher die hervorragenden Eigenschaften, die Dichtigkeit und die chemische Unverletzbarkeit seines inneren Gefüges. Ausgehend von der Tatsache, daß es bis heute noch nicht gelungen ist, einen absolut seewasserbeständigen Beton herzustellen, ist doch stets mit der Möglichkeit, ja fast mit Sicherheit auf Erweiterung der feinen Haarrisse zu rechnen, die dann später die Zerstörung der Konstruktion zur Folge haben müssen. Es ist daher ein Trugschluß, aus dem Zusammengehen der Haarrisse bei wechselnder Belastung und aus dem Fehlen von Zermahlungserscheinungen im Trocknen, die Ungefährlichkeit der feinen Risse beweisen zu wollen. Durch die Risse wird stets das sehr aktive Seewasser, wenn auch nicht durchdringen, so doch eindringen, worauf wenigstens auch die Ausblühungen an den Innenseiten der Schiffswände hinzuweisen scheinen. Beim elastischen Schließen der Fugen wird ein Teil des Wassers sich wieder auspressen bis auf einen kleinen Rest, der mit großer Zähigkeit sich in der Fuge hält und die Möglichkeit besitzt, seine Salze an dem chemisch schwächsten Teil des Betons, dem Zement, wirken zu lassen. Jede weitere Öffnung der Risse pumpt dann von neuem Wasser herein, das die schädlichen Wirkungen verstärkt und so sehr wohl zu Zerstörungen führen kann. Erkennt man also an, daß die E. Fl. C. durch Ausführung der Proben in natürlicher Größe die Zuverlässigkeit der Versuche erhöhen wollte, so bleibt doch zu bemängeln, daß die Versuche der Wirklichkeit nicht entsprechen.

DER ZWISCHENSTAATLICHE WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DIE ARSTABUCHT BEI STOCKHOLM.

Von Geh. Baurat Schaper.

(Fortsetzung von Seite 110.)

2. Entwurf: „Über Land und Wasser".
(Abb. 10 a u. b in Heft 1.)

Der Entwurf bietet nur in der Durchbildung des beweglichen Überbaues besonders Bemerkenswertes. Dieser Überbau ist als einflügelige Klappbrücke mit feststehender Drehachse geplant. Für je 2 Gleise ist ein Überbau mit 2 vollwandigen Hauptträgern vorgesehen, die über der freizumachenden Öffnung von 24 m Lichtweite parallelgurtig sind und über dem Klappenkeller nach der Drehachse hin an Höhe von 2,80 m auf 4,80 m zunehmen (Abb. 52). Die Hauptträger haben einen

Abstand von 9,2 m voneinander. Die Stützweite des langen Armes vom Auflager am freien Ende bis zur Drehachse beträgt 30 m, die Länge des kurzen Armes von der Drehachse bis zum Aufhängepunkt des Gegengewichtes an seinem hinteren Ende 6 m. Das Gegengewicht, das aus Beton mit Eisengerippe

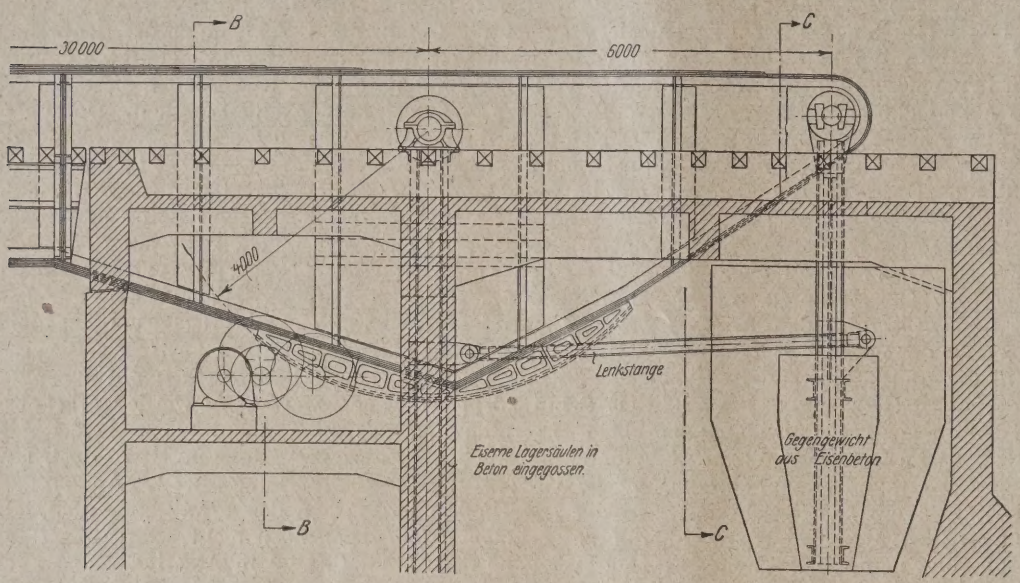


Abb. 52a. Klappbrücke, Längsschnitt.

besteht, wird durch Lenkstangen, die drehbar an den Auflagersäulen angeschlossen sind, geführt. Die Oberkante der Hauptträger liegt in der Oberkante der Geländer der anschließenden Betonbrücken. Nur der lange Arm wird durch den Betrieb belastet. Der Klappenkeller wird von einer Eisenbetonkonstruktion in Rippenbalkenform überbrückt. Die Lager der Drehachsen werden von eisernen Säulen, die in das Mauerwerk eingespannt sind, getragen. Die Antriebvorrichtung ist in einem Raum unter der Eisenbetonbrücke untergebracht. An den geneigten Untergurten links und rechts von der senkrechten Ebene durch die Drehachsen sind die Lagerkörper für kreisförmige Zahnstangen angeschraubt. In diese greifen die Ritzel ein, die von 2 Elektromotoren von je 20 PS Leistung durch Stirnrädervorgelege angetrieben werden. Der Teilkreis der Zahnsegmente hat einen Halbmesser von 4 Meter. Bei Windstärken bis zu 15 kg/qm kann die Brücke in 45 Sekunden und bei Windstärken bis zu 50 kg/qm in 75 Sekunden geöffnet oder geschlossen werden.

der südlichen Seitenöffnung stützt sich ein 32,5 m weit gestützter parallelgurtiger, gegliederter Träger; auf dem Ende des anderen Kragarmes findet der Hauptträger der Klappbrücke im geschlossenen Zustande seine Unterstützung. Von dem Lager auf dem Kragarm bis zur Vorderkante des Widerlagers hat dieser Hauptträger dieselbe Form wie der eingehängte Träger in der südlichen Seitenöffnung, im weiteren Verlauf ist er zur Aufnahme der Drehachse und des Gegengewichtes gestaltet, wie es die Abb. 53 a darstellt. Das Zugband des Zweigelenkbogens liegt in Fahrbahnhöhe und greift an den den Auflagern benachbarten Knotenpunkten an. Beide Gurtungen sind nach Parabeln geformt; die untere Gurtung erhebt sich in der Brückenmitte 18 m über das Zugband, und die obere Gurtung 3 m über die untere Gurtung. Die Feldweite des Bogens beträgt 8,5 m. Die oberen Gurtungen der Kragarme und der sich anschließenden Hauptträger über den Seitenöffnungen liegen in der Höhe der Geländeroberkanten. Die Höhe der eingehängten Träger beträgt 5 m, ihre Feldweite 6,5 m. Die Höhe der Kragarme nimmt von 6,5 m an den Enden auf 8,5 m über den Auflagern zu. Über dem nördlichen Mittelpfeiler ist das feste Auflager angeordnet, damit die gegenseitige Bewegung zwischen dem nördlichen Kragarm und der

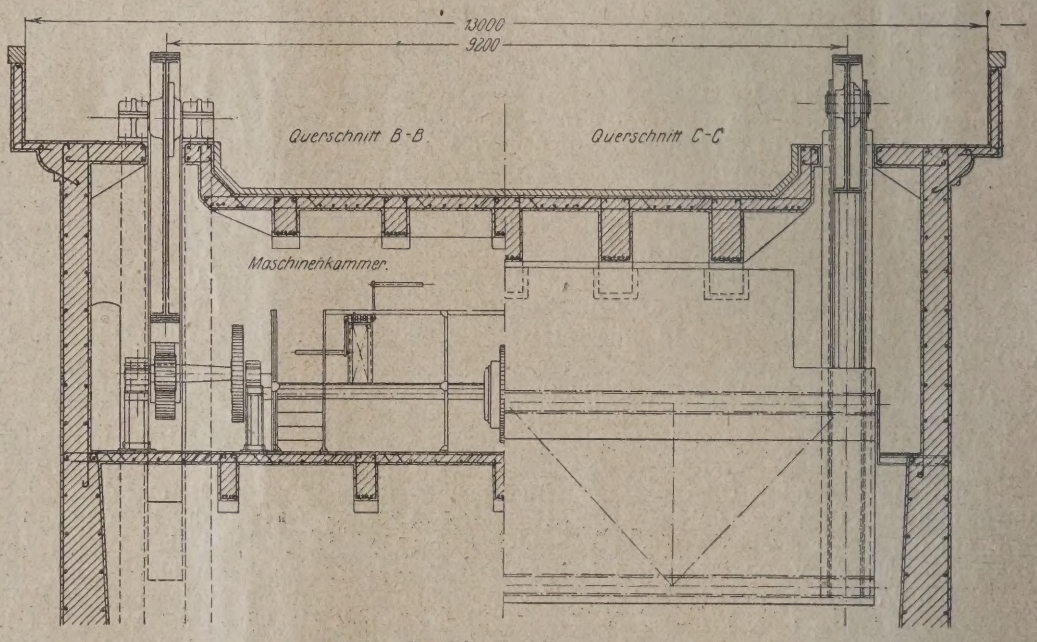


Abb. 52b. Klappbrücke, Querschnitte.

3. Entwurf: „Hamarbyleden".
Vorschlag I (Abb. 11 in Heft 1).

a) Einzelheiten des eisernen Überbaues über der südlichen Fahrstraße.

Der in drei Öffnungen über die südliche Fahrstraße gespannte Überbau ist ein Auslagerträgersystem mit Gelenken in den Seitenöffnungen (Abb. 53 a). Ein gegliederter Zweigelenkbogen mit Zugband von 119 m Stützweite überbrückt die Mittelöffnung; er kragt beiderseits mit zwei Feldern 15 m weit in die Seitenöffnungen vor. Auf das Ende des Kragarmes in

Klappbrücke, die auf dem nördlichen Widerlager in den Drehachsen fest gelagert ist, möglichst kleine Werte annimmt. Die Lager über dem südlichen Mittelpfeiler und über dem südlichen Widerlager sind beweglich. Aus dieser Anordnung der Lager ergab sich die Ausbildung des Gelenkes in der südlichen Seitenöffnung als unverschiebliches und die des Gelenkes in der nördlichen Seitenöffnung als längsverschiebliches Gelenk von selbst. Die beiden Hauptträger des zweigleisigen Überbaues haben in der Mittelöffnung und in den Seitenöffnungen von Mitte zu Mitte einen Abstand von 9,8 m. In der Mittelöffnung sind 2 Windverbände angeordnet (Abb. 53 b u. c).

Der eine liegt in der Fläche der Oberkanten der oberen Gurtungen, der andere in der Ebene der Unterkanten des Zugbandes. Der obere Verband reicht beiderseits bis zu den vorletzten Obergurtknotenpunkten. In den beiderseitigen letzten Feldern wird er wegen der erforderlichen Durchfahrtshöhe von nach unten geöffneten Portalen gebildet, die in der Ebene der Obergurtstäbe liegen (Abb. 53 b). Im übrigen besteht er aus den oberen Bogengurtungen, Querriegeln und gekreuzten Streben. Seine Auflagerkräfte werden von senkrechten Portalen an den Stellen, wo sich die liegenden Portale an den Strebenzug anschließen, in den unteren Windverband geleitet. Dieser reicht von Pfeiler zu Pfeiler und ist schnabelförmig an den über den Pfeilern liegenden Querträgern angeschlossen. Durch unterhalb dieser Querträger liegende Dreieckverbindungen werden die Auflagerkräfte dieses Verbandes in die Lager geleitet. Die auf die unteren Bogengurtungen entfallenden Seitenkräfte werden durch die zu biegungsfesten Gebilden zusammengeschlossenen Zugstangen und Pfosten des Bogens auf den oberen und unteren Windverband übertragen. In den Seitenöffnungen ist nur ein in der Fläche der Unterkanten der unteren Gurtungen liegender Windverband vorhanden. In der südlichen Seitenöffnung mußte dieser Windverband in

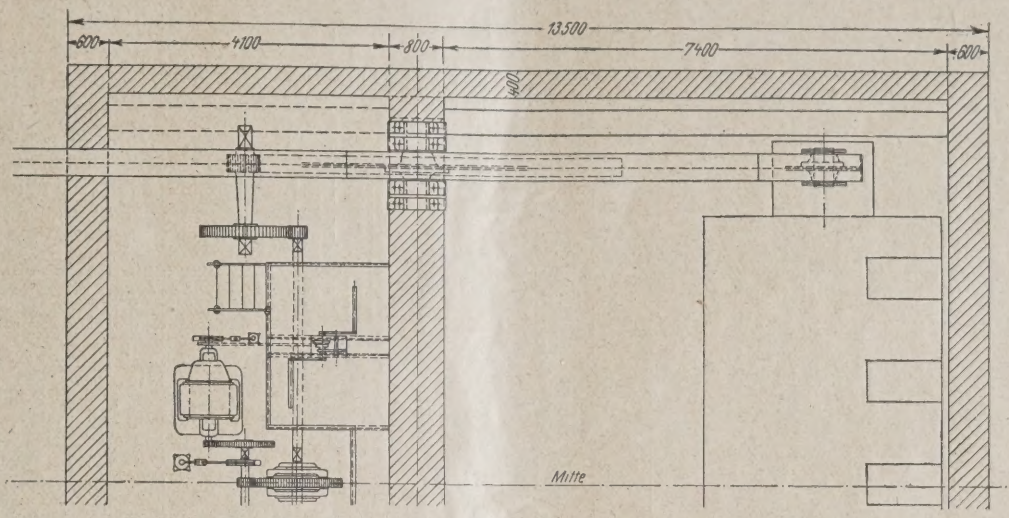


Abb. 52c. Klappbrücke, Grundriss.

unverschieblichen Gelenkes. Der eingehängte Träger besitzt einen schmaleren Gurtquerschnitt als der Kragarm (Abb. 54 d). Sein oberer Endknotenpunkt kann deshalb mit Spielraum in den oberen Endknotenpunkt des Kragarmes hineingeführt und hier auf ein Kugellager gelagert werden, dessen unterer Teil an dem Endpfosten des Kragarmes befestigt ist. Die Kopfplatten der beiden Gurtstäbe sind durch Schrauben miteinander verbunden, die in Langlöchern geführt sind.

Fahrbahn und Fahrbahnträgergerippe sind in üblicher Form ausgebildet. Die Schienen ruhen auf hölzernen Querschwellen, diese auf Längsträgern aus I-Eisen. In der Mittelöffnung liegen die Längsträger zwischen den Querträgern, in den Seitenöffnungen auf den Querträgern (Abb. 54 a). Damit sich die Längsträger in der Mittelöffnung nicht an der Aufnahme des Horizontalschubes beteiligen, wurde die Fahrbahn in der Mittelöffnung in üblicher Weise zweimal unterbrochen. In jedem der drei hierdurch geschaffenen Fahrbahnteile ist ein Bremsverband zur Aufnahme der der Brückenachse gleich gerichteten Kräfte angeordnet. In der südlichen Seitenöffnung mußte die tiefer als die Gelenke liegende Fahrbahn an der Stelle der Hauptträgergelenke unterbrochen werden, um ihre Wirkung nicht zu beeinträchtigen. Diese Unterbrechung ist in der

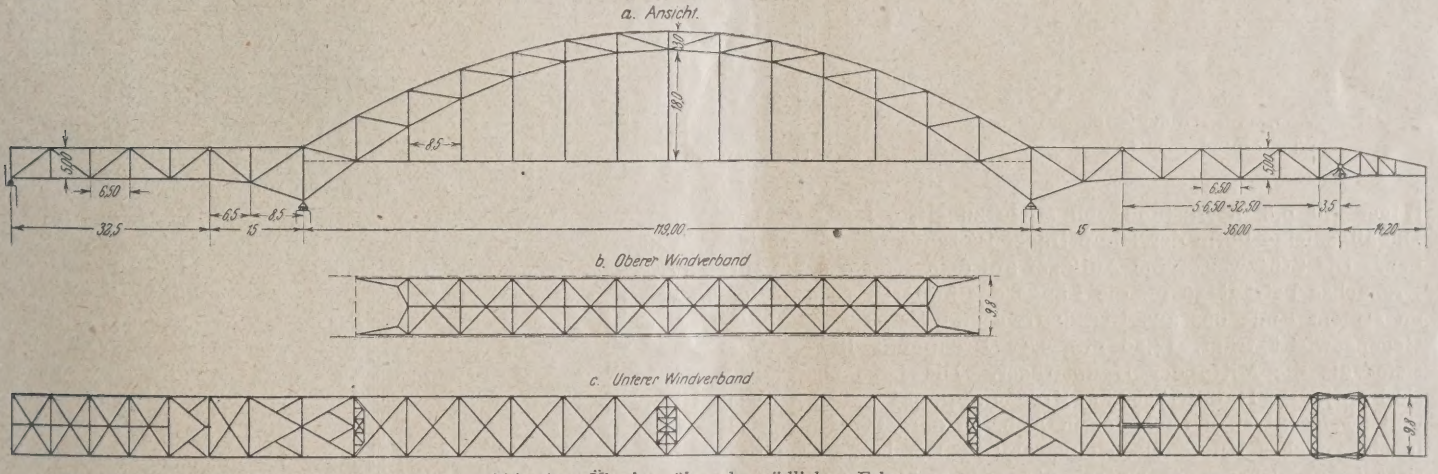


Abb. 53. Überbau über der südlichen Fahrstrasse.

der senkrechten Ebene der unverschieblichen Gelenke der Hauptträger einen längsverschieblichen Anschluß an den Windverband des Kragarmes erhalten, um die Wirkung der Hauptträgergelenke nicht zu stören; er ist mit einem Schnabel längsverschieblich an dem letzten Querriegel des Kragarmwindverbandes gelagert, wie es in Abb. 53 c angedeutet ist. Die Einzelheiten dieses längsverschieblichen Anschlusses zeigen Abb. 54a u. c in Ansicht und Grundriß. Der Schnabel ist durch ein Flacheisen an einer Querverbindung zwischen den Längsträgern aufgehängt (Abb. 54 b). Alles andere geht deutlich aus der Abbildung hervor. Abb. 54 zeigt auch die Ausbildung des

Weise hergestellt worden, daß der an den Endpfosten der Kragarme liegende Querträger doppelwandig ausgebildet ist und die von links und rechts über dem Querträger zusammenstoßenden beiden Längsträger längsbeweglich je über einer der beiden Wandungen des Querträgers gelagert sind (Abb. 54 b). Auch in den seitlichen Überbauten ist zur Aufnahme der der Brückenachse gleichgerichteten Kräfte je ein Bremsverband in der Unterkante der Längsträger vorgesehen, und zwar in dem südlichen Überbau über dem Endauflager und in der Klappbrücke an der entsprechenden Stelle vor der Vorderkante des Widerlagers.

Die Klappbrücke.

Den anderen Überbauten über der südlichen Fahrstraße entsprechend hat auch der Überbau der Klappbrücke 2 Hauptträger mit 9,8 m Abstand von Mitte zu Mitte für 2 Gleise. Die allgemeine Form der Hauptträger ist schon oben beschrieben. Die Stützweite vom Auflager auf dem Kragarm bis zur Drehachse beträgt 36 m, die Länge des hinteren Armes, der an seinem Ende das aus Eisenbarren und Beton bestehende Gegengewicht trägt, 14,20 m. Der Drehpunkt liegt etwas tiefer als die Mitte der Hauptträger. Die Drehachsenlager sind an jedem Hauptträger am Kreuzungspunkt eines Pfostens und zweier Streben nach der in Abb. 56 dargestellten Weise in ein 3-faches Knotenblech eingelassen. Der lange Arm besitzt in der Ebene der Unterkanten der unteren Gurtungen vom Auflagerpunkt am Kragarm bis zum letzten Pfosten neben dem Drehpunkt einen aus Riegeln und Streben bestehenden Windverband (Abb. 55 b). Die Auflagerkräfte dieses Verbandes werden auf der Seite des Kragarmes im geschlossenen Zustande der Klappbrücke von der Verriegelung, von der weiter unten noch die Rede ist, auf den Windverband des Kragarmes übertragen (Abb. 55 a u. b) und auf der anderen Seite sowohl im geschlossenen als auch im geöffneten Zustande der Klappbrücke durch eine portalartig gestaltete Konstruktion in die Drehzapfen geleitet (Abb. 56, Schnitt a—a u. b—b). Der Windverband des kurzen Armes über dem Klappenkeller ist durch eine gleiche portalartige Konstruktion an die Drehzapfen angeschlossen. Die Ausbildung der Fahrbahn und des Fahrbahnträgergerippes im langen Arm ist dieselbe wie beim Überbau der südlichen Seitenöffnung; die Längsträger liegen auf den Querträgern (Abb. 55 a). Die auf die Fahrbahn und die oberen Gurtungen entfallenden Seitenkräfte werden durch die Querträger und durch unter ihnen liegende Dreieckverbindungen auf den unteren Windverband übertragen. In der Ebene der Unterkanten der Längsträger ist vor den letzten Pfosten am Pfeiler ein Bremsverband eingeschaltet (Abb. 56 Schnitt c—c), der im geschlossenen Zustande der Klappbrücke die der Brückenachse gleichgerichteten Kräfte aufnimmt und in die Drehzapfen leitet und im geöffneten Zustande das Eigengewicht der Fahrbahn einwandfrei den Drehzapfen zuführt. Im geschlossenen Zustand ruht die Klappbrücke auf dem Kragarm des Überbaues der Mittelöffnung und auf den Drehzapfen. Nur der lange Arm wird von den Betriebslasten beansprucht. Negative Auflagerkräfte aus dem Betriebe können also nicht entstehen. Die ständige Last der Klappbrücke ist durch das Gegengewicht so ausbalanciert, daß der Auflagerdruck auf den Lagern am Kragarm noch 200 kg beträgt. Der

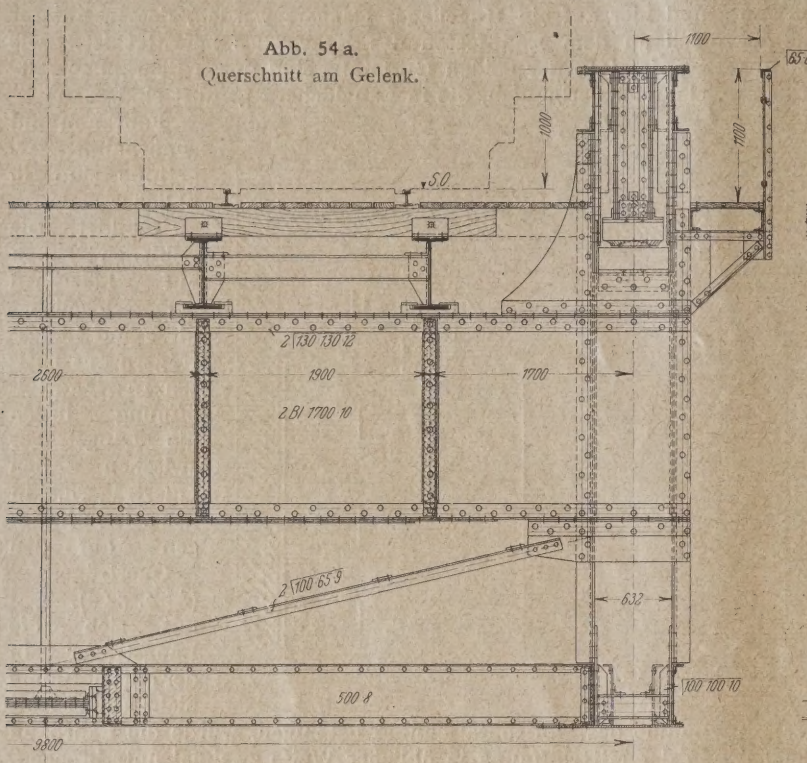


Abb. 54a.
Querschnitt am Gelenk.

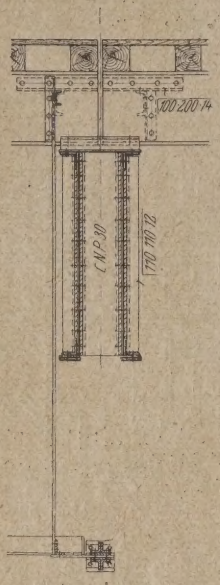


Abb. 54b.
Längsschnitt durch die Fahrbahn am Gelenk.

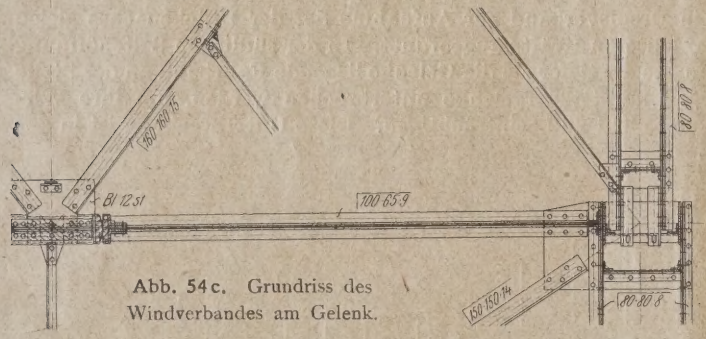


Abb. 54c. Grundriss des Windverbandes am Gelenk.

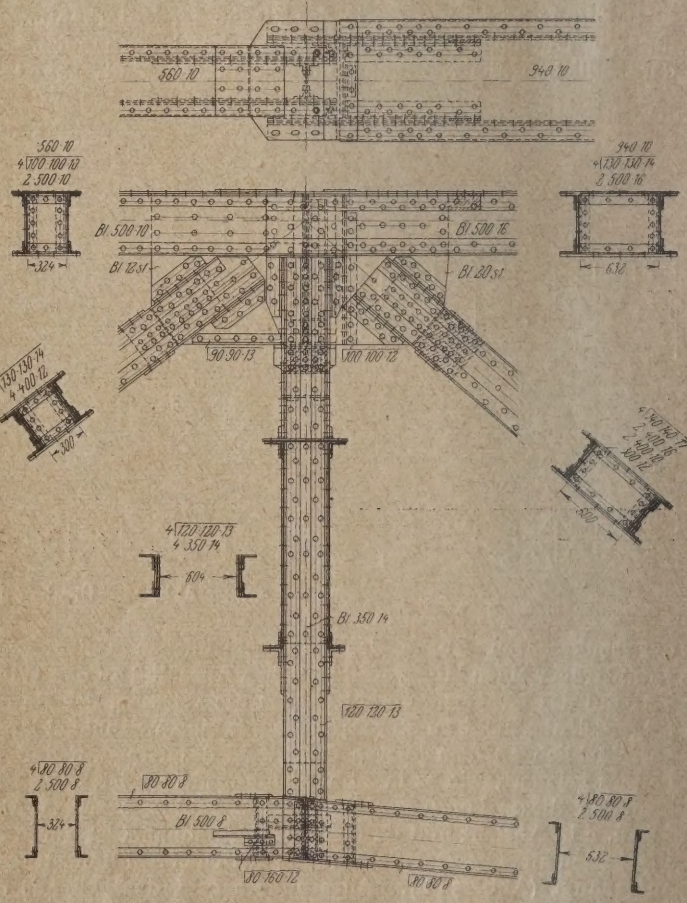


Abb. 54d. Ansicht des Gelenkes mit Aufsicht auf den Obergurt.

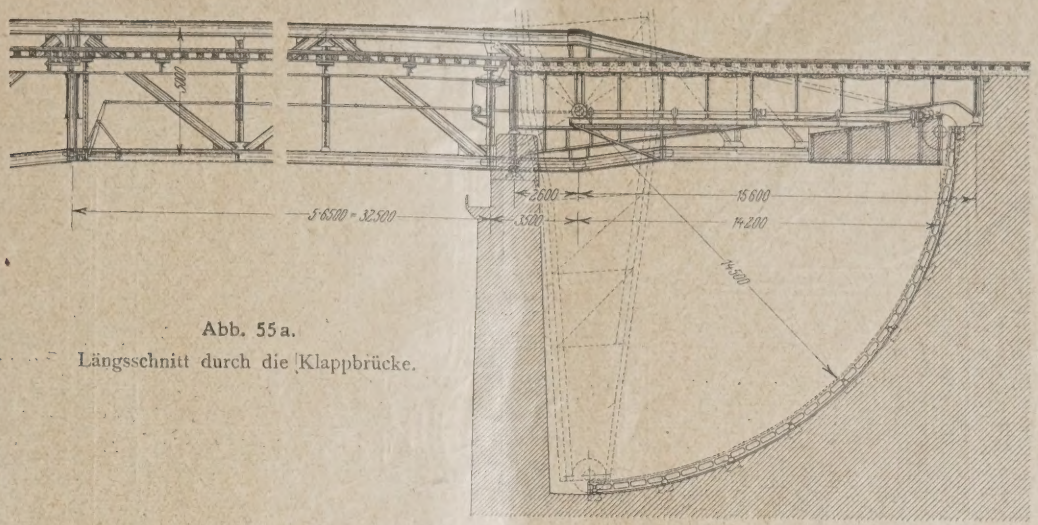


Abb. 55a.
Längsschnitt durch die Klappbrücke.

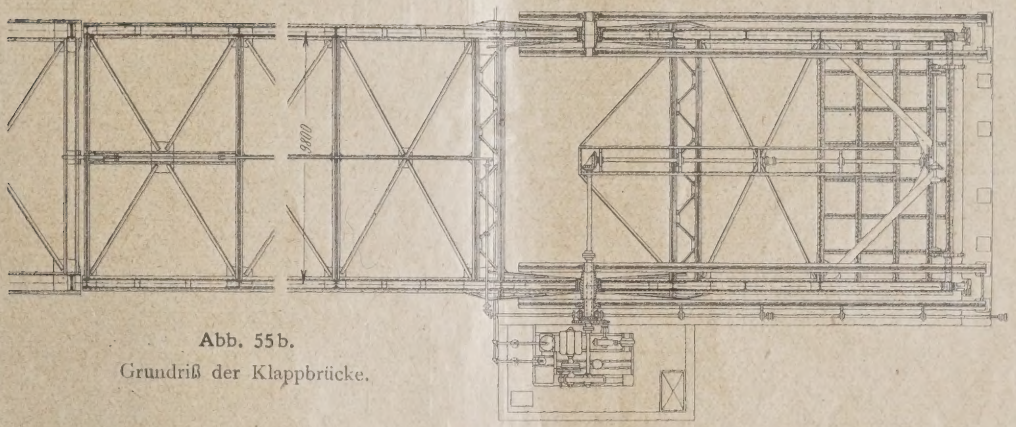


Abb. 55b.
Grundriß der Klappbrücke.

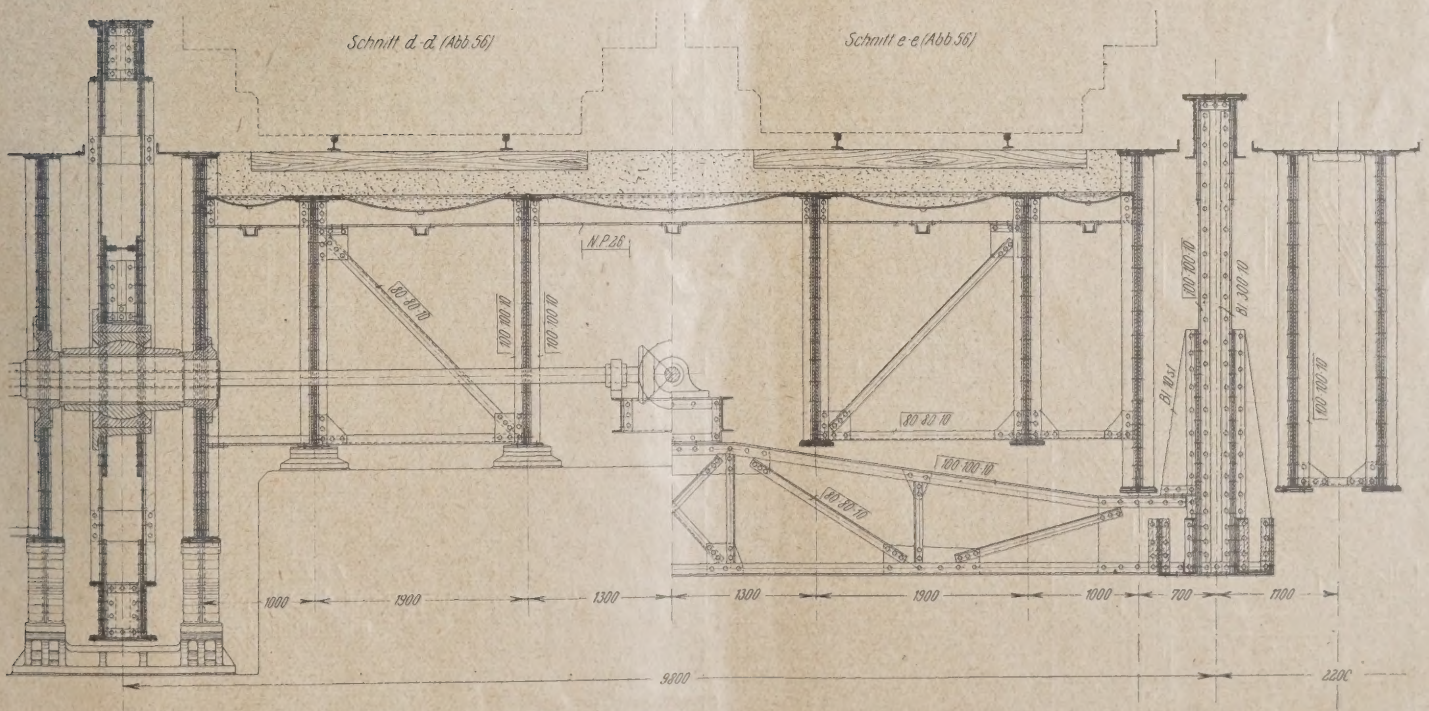
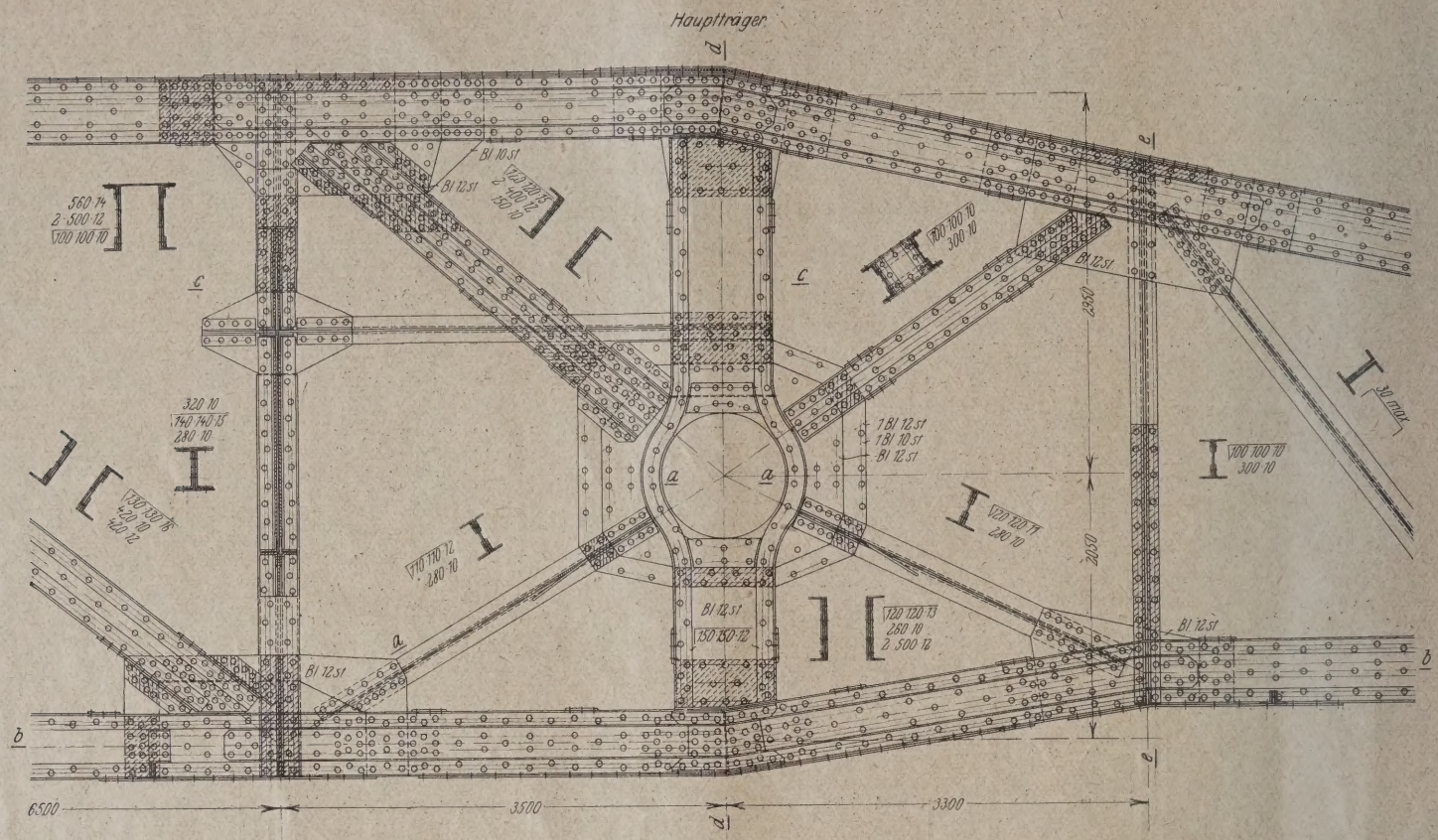
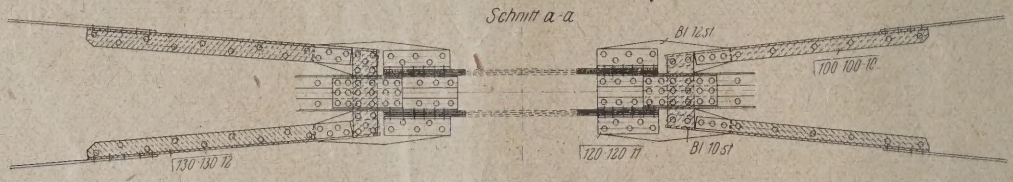
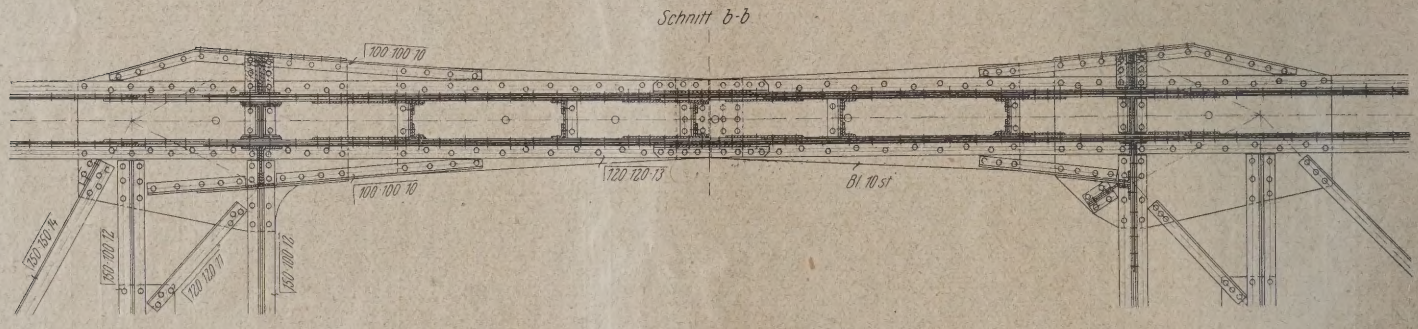


Abb. 57. Querschnitte der Klappbrücke.







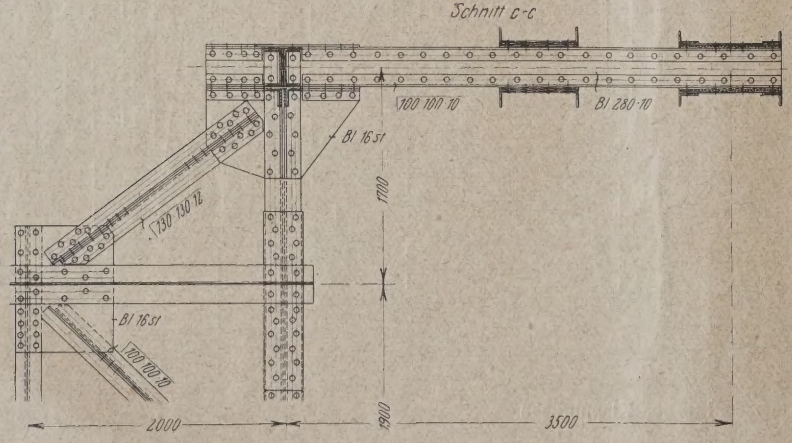


Abb. 56
Ansicht des Hauptträgers der Klappbrücke am Drehzapfen mit Schnitten.

Klappenkeller wird von besonderen vollwandigen, 18,2 m weit gestützten Trägern überspannt, die eine Fahrbahntafel aus Buckelplatten tragen (Abb. 55 a u. 57). Das Gegengewicht

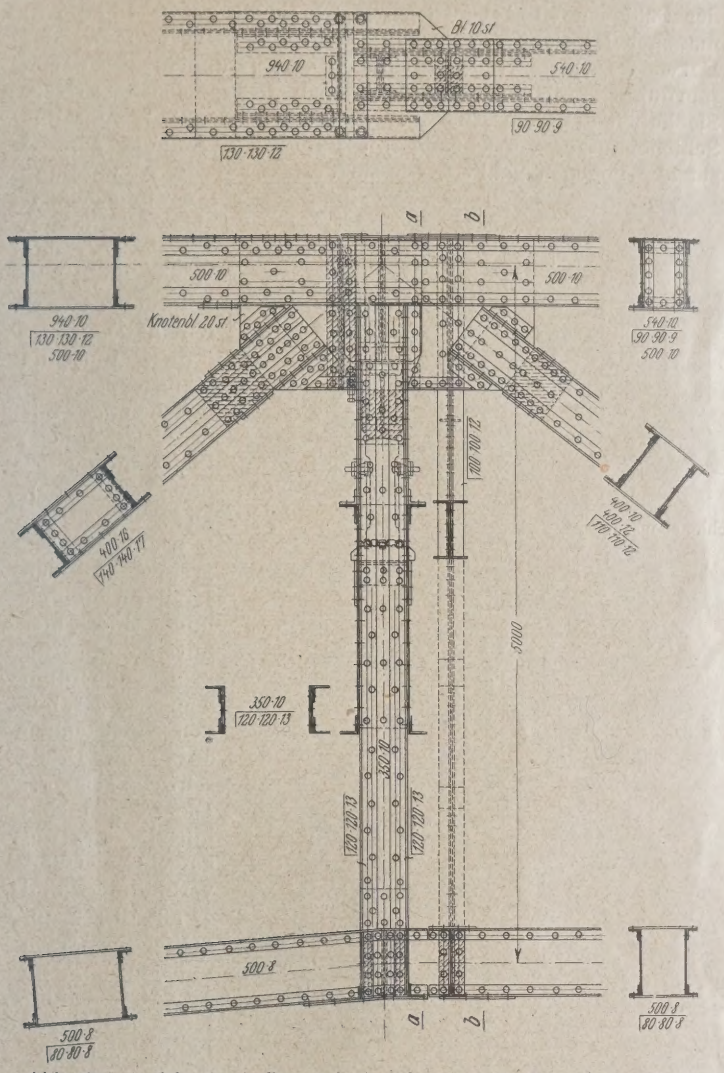


Abb. 58. Ansicht des Auflagergelenkes der Klappbrücke auf dem Kragarm mit Aufsicht auf den Obergurt.

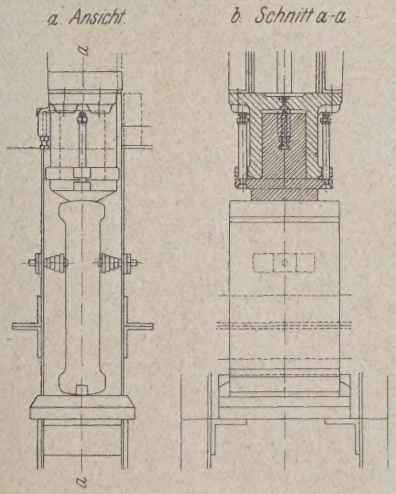


Abb. 59. Luftpuffer und Pendel.

der Klappbrücke findet unter diesen Trägern Platz. Die Drehzapfen, um die sich die Hauptträger der Klappbrücke drehen, sind in die Wandungen von je zwei, zu beiden Seiten der Hauptträger liegenden, vollwandigen ebenfalls 18,2 m weit gestützten Trägern eingelassen. Diese Träger sind nach der vorderen Wand des Klappenkellers tiefer heruntergezogen, als die anderen den

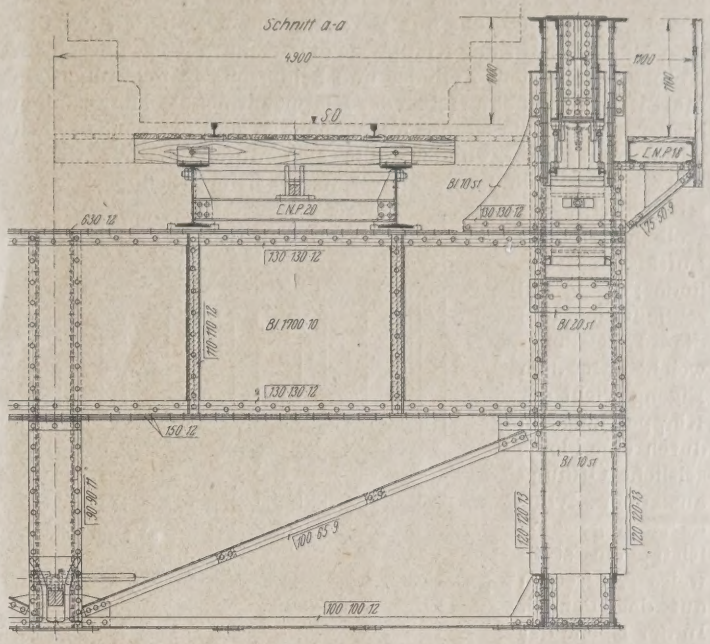


Abb. 60. Schnitt a-a (Abb. 58).

Klappenkeller überbrückenden Träger, um für die Drehzapfen einwandfreie Lager zu schaffen (Abb. 55 a). Einer der Drehzapfen ist zum Durchtritt der Triebwelle, von der später noch die Rede ist, durchbohrt (Abb. 55 b). Am freien Ende des langen Armes greifen die ersten Knotenpunkte der oberen Gurtungen in die letzten Knotenpunkte der breiteren oberen Gurtungen der Kragarme hinein (Abb. 58, 59 u. 60) und stützen sich hier im geschlossenen Zustande der Klappbrücke mittels

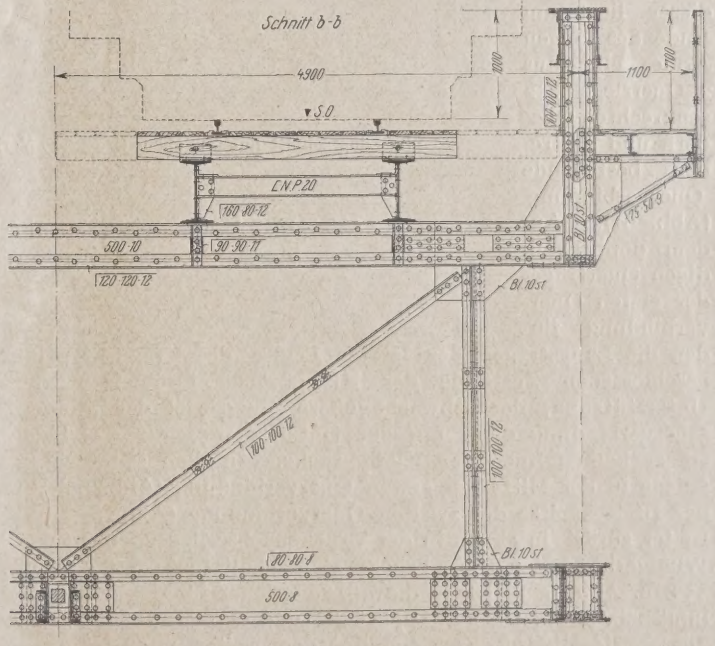
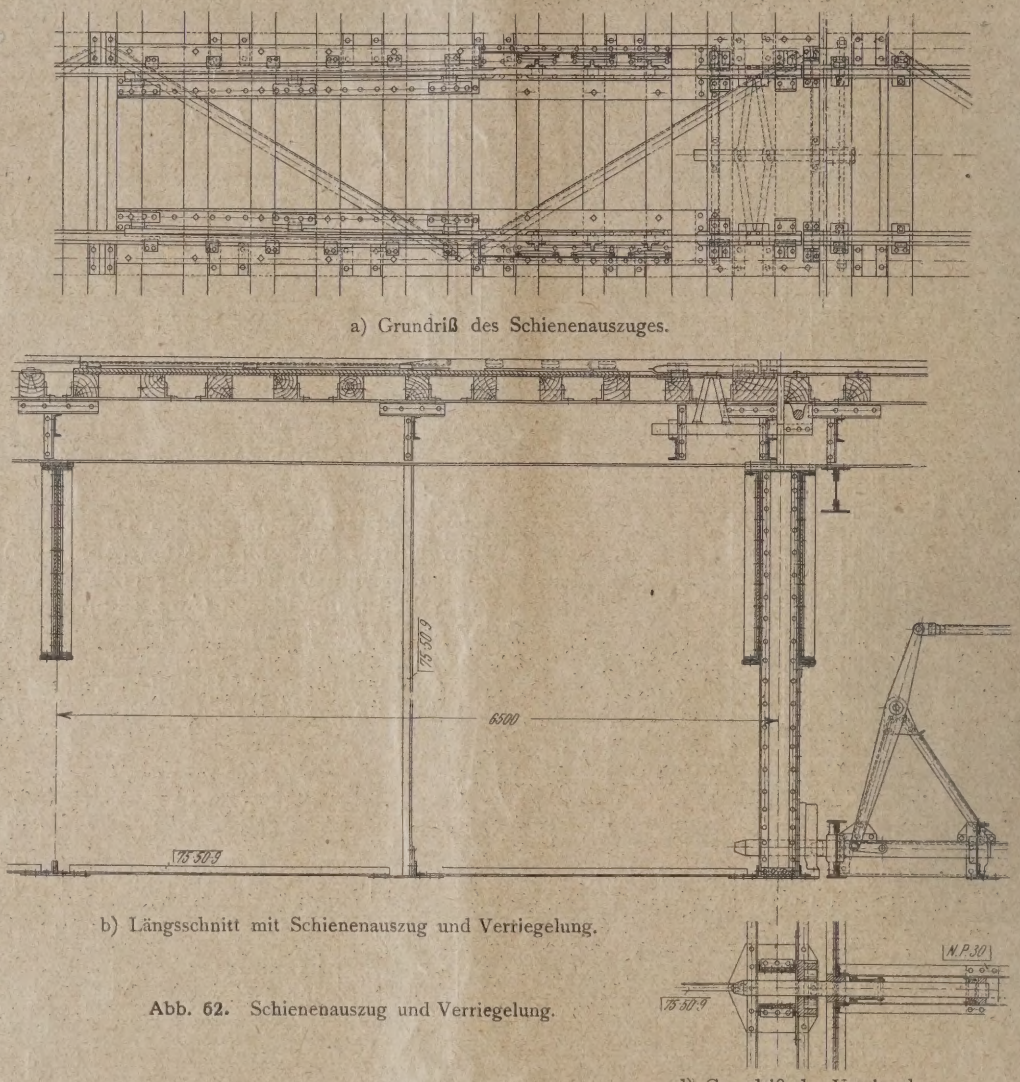


Abb. 61. Schnitt b-b (Abb. 58).

Luftpuffer auf Pendel. Einzelheiten dieses Luftpuffers und des Pendels zeigt Abb. 59. Das Pendel stützt sich auf einen mit dem Endpfosten des Kragarmes verschraubten Lagerkörper;

zahnartige, aus dem Lagerkörper hervorragende Vorsprünge, die in entsprechende Ausschnitte des Pendels greifen, sichern das Pendel gegen unbeabsichtigte Bewegungen; 2 Federn verhüten ein Umfallen des Pendels im unbelasteten Zustande. Der Luftpuffer besteht aus 2 Teilen, einem Zylinder, der mit dem Knotenpunkt der Klappbrücke verschraubt ist, und einem Kolben, der in dem Zylinder und beiderseits in Schrauben geführt ist, die ihn beim Heben des Klappenarmes am Herausfallen hindern. Wird die Klappe angehoben, so geht der Kolben nach unten und der Zylinder füllt sich durch ein Ventil im Kopf des Zylinders mit Luft. Beim Schließen der Klappe trifft der Kolben auf das Luftkissen im Zylinder; das Ventil schließt sich und die Luft entweicht unter dem Eigengewicht der Klappe langsam durch eine kleine seitliche Öffnung aus dem Zylinder und gewährleistet ein stoßfreies Aufsetzen auf das Pendel. In der Ebene der Endpfosten des Kragarmes liegt eine aus einem doppelwandigen Querträger, einem doppelwandigen senkrechten Gliede, 2 Streben und einem Querriegel bestehende Querverbindung (Abb. 60). Dicht neben dieser liegt am Ende des langen Armes eine aus 2 Querriegeln, 2 senkrechten Gliedern und 2 Streben bestehende Querverbindung (Abb. 61). Auf dem doppelwandigen Querträger der ersten Querverbindung finden die Längsträger des letzten Feldes des Kragarmes im geschlossenen Zustande der Klappbrücke ihre eigentliche Unterstützung; der schwache obere Querriegel der zweiten Querverbindung dient nur zur Unterstützung dieser Längsträger beim Öffnen der Klappbrücke. In dem senkrechten Gliede in der Mitte der ersten Querverbindung (Abb. 60), in der Dreieckspitze der zweiten Querverbindung (Abb. 61) und weiter zurück in einem in der Brückenachse liegenden, in den Windverband der Klappbrücke eingeschalteten Gliede (Abb. 55 b u. Abb. 62 d) sitzen die Führungslager für den Verriegelungsbolzen zwischen Klappbrücke und Kragarm (Abb. 62). Dieser Riegel wird durch eine von dem weiter unten beschriebenen Windwerk auf dem Klappenpfeiler angetriebene Hebelvorrichtung betätigt (Abb. 62). Die an zweiter Stelle genannte Querverbindung dient auch zur Überleitung der auf die Endknotenpunkte der oberen Gurtungen des langen Armes entfallenden Seitenkräfte auf den unteren Windverband. Durch Wärmeänderungen und durch Beanspruchungen aus der Betriebslast kann die Lücke zwischen Kragarm und Klappbrücke ein Maß von 60 mm annehmen. Ohne besondere Vorrichtungen würde also unter ungünstigen Umständen in der Fahrfläche der Schienen eine ebenso große Stoßlücke entstehen, die in mancher Hinsicht sehr bedenklich wäre. Die Verfasser des Entwurfes „Hamarbyleden" haben es verstanden, diesen Gefahrpunkt durch einen sehr glücklichen Gedanken zu beseitigen. Sie haben auf dem Ende des Kragarmes eine zungenförmige Schienenauszugsvorrichtung mit Führung der Zunge parallel zur abgebogenen Schiene, wie sie Verfasser dieser Abhandlung für die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein unterhalb Ruhrort entworfen hat[1]), angeordnet und die längsverschieblichen Zungen mit der Klappbrücke in Verbindung gebracht (Abb. 62). Die Schienen der Klappbrücke greifen auf den Kragarm hinüber und sind hier mit ganz geringem Spielraum gemeinsam mit den Zungenenden auf einer Breitschwelle gelagert. Die Zungen sind mittels einer wagerechten Querverbindung und 2 an dieser angreifenden Armen mit einem, in 2 Lagern geführten viereckigen Längsriegel verbunden, der an seinem der Klappbrücke zugekehrten Ende eine nach oben geöffnete Öse trägt, in die ein durch die Enden der Schwellenträger der Klappbrücke fassender Bolzen hineingreift. Da sich die Schienen der Klappbrücke gemeinsam mit dem Überbau verschieben, so ist im geschlossenen Zustande unter allen Umständen eine lückenlose Schienenfahrfläche gewährleistet. Beim Öffnen der Klappbrücke tritt der Bolzen aus der Öse heraus, beim Schließen wird die Verbindung von selbst wiederhergestellt. Die Zeit des Öffnens und Schließens der Klappbrücke ist in der Regel sehr kurz und irgendwelche nennenswerte Ausdehnungen der Überbauten der Klappbrücke und des Kragarmes sind in dieser Zeit in der Regel nicht zu befürchten. Im allgemeinen wird also der Bolzen die Öse beim Schließen in derselben Stellung antreffen, in der er sie beim Öffnen verlassen hat. Es kann aber doch ausnahmsweise der Fall eintreten, daß eine einem kühleren Regen folgende starke Sonnenbestrahlung auch während der kurzen Zeit des Öffnens



a) Grundriß des Schienenauszuges.

b) Längsschnitt mit Schienenauszug und Verriegelung.

d) Grundriß der Verriegelung.

Abb. 62. Schienenauszug und Verriegelung.

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1916, S. 282.

größere Ausdehnungen der Überbauten verursacht. Dann würden die Schienen der Klappbrücke ohne besondere Vorkehrungen beim Schließen auf die Zungenenden treffen, und die Klappbrücke könnte nicht ganz geschlossen werden. Um dies zu verhindern, muß die Öffnung der Öse die in der Abb. 62 dargestellte, nach oben sich erweiternde Form erhalten und die Öffnung muß höher sein als die Schienen. Zur Erhöhung der Sicherheit dürfte es sich empfehlen, die Höhe der Öse noch größer zu wählen, als sie in der Abbildung dargestellt ist und auch ihre Form noch zu verbessern. Die Verfasser haben ihre Erfindung zum Patent angemeldet. Sie dürfte für Klappbrücken weite Verbreitung finden.

Für die Brücke ist elektrischer Betrieb vorgesehen, im Notfall kann sie auch von Hand bewegt werden. Die Antriebritzel sitzen an den Enden der kurzen Hauptträgerarme und rollen auf Zahnsegmenten ab, die im Viertelkreis mittels Lagerstühlen auf der kreisförmigen Rückwand des Klappenkellers gelagert sind (Abb. 55). Für die Bewegung der Brücke und ihre Verriegelung ist je ein Motor vorgesehen. Die Motoren, die Steuerwalzen und die ersten mit hoher Drehzahl laufenden Vorgelege sind seitlich der Brücke auf dem Pfeiler untergebracht. Vom Klappmotor wird die Kraft durch Stirn- und Kegelrädervorgelege durch die feststehende Drehachse hindurch auf die Ritzel übertragen (Abb. 55 b). Der Klappmotor (M_1 in Abb. 63) ist mit der Triebwerkswelle durch eine elastische Kupplung verbunden, die zugleich als Bremsscheibe ausgebildet ist. Die ersten Vorgelegeräder laufen in einem Radgehäuse in Öl. Das Bremsgestänge wird von einem Bremsmagneten betätigt, der gleichzeitig mit dem Motor Strom erhält und die Bremse nur lüftet, solange der Motor läuft. Die Bremse ist so stark bemessen, daß die hochstehende Brücke bei einem Winddruck von 175 kg/qm mit Sicherheit festgehalten werden kann. Der Riegelmotor (M_2 in Abb. 63) treibt — nur in einer Richtung laufend — durch Schneckenrad und Stirn- und Kegelrädervorgelege Kurbeln (K in Abb. 63) an, die das Verriegelungsgestänge betätigen. Für jeden Motor ist eine Steuerwalze vorgesehen. Diese regeln alle Bewegungen. Die Steuerwalze des Klappmotors ist gesperrt, solange die Brücke in Ruhestellung verriegelt ist. Ist der Riegel vollständig zurückgezogen, was einer halben Umdrehung der Verriegelungskurbel entspricht, so springt die Steuerwalze des Riegelmotors in die Nullage zurück und gibt die Steuerwalze des Klappmotors frei. Bei Beginn der Klappbewegung wird die Steuerwalze des Riegelmotors gesperrt, so daß während dieser Bewegung der Riegel nicht betätigt werden kann. Für die beiden Endstellungen der Klappe sind Endausschalter derart vorgesehen, daß die Brücke bei Erreichung dieser Stellungen durch Anschläge die Klappsteuerwalze in die Nullage zurückdrückt. Der Klappmotor hat eine Leistung von 170 PS, er ist imstande, die Brücke bei einem Winddruck bis zu 50 kg/qm in einer Minute zu öffnen oder zu schließen. Der Riegelmotor hat eine Leistung von 5,5 PS und verriegelt oder entriegelt in 8 Sekunden. (Fortsetzung folgt.)

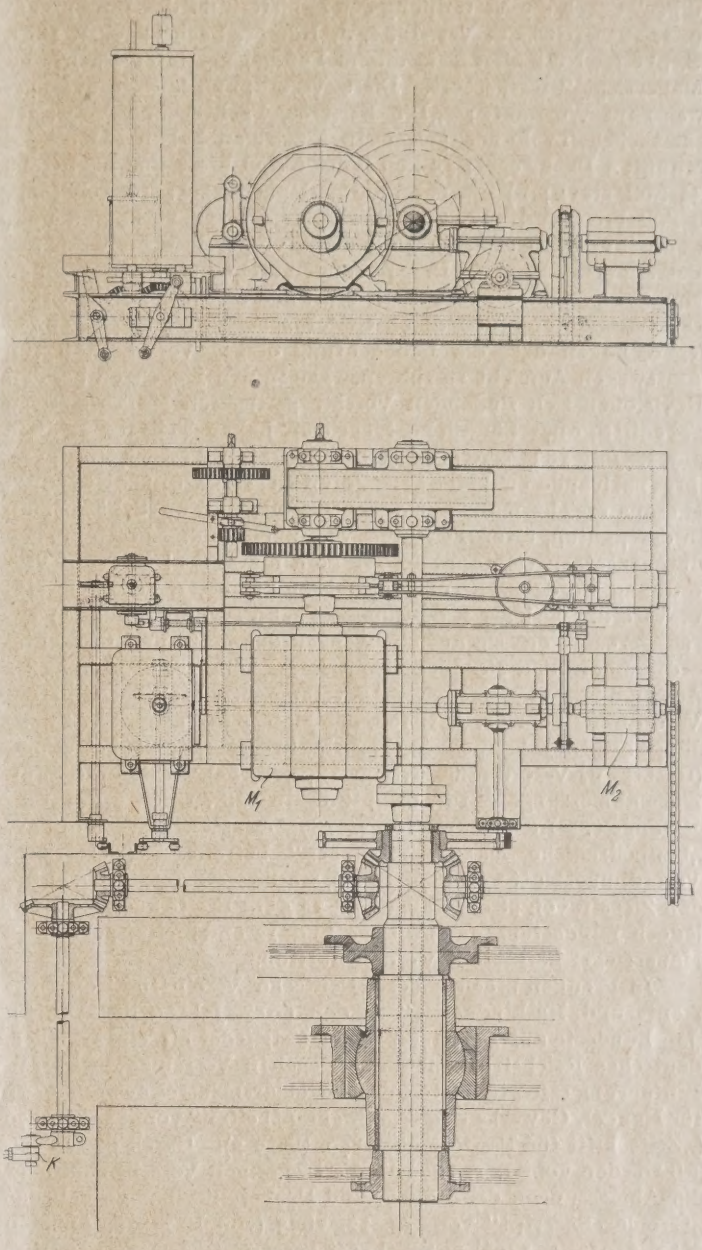


Abb. 63. Windwerk.

BEITRAG ZUR GESCHICHTE DES NORMAL-ZIEGELFORMATES.

Als ein Vorläufer der jetzt auf allen Gebieten des Hochbauwesens einsetzenden Vereinheitlichungsbewegung ist zweifellos die Festsetzung des Normalziegelmaßes zu erachten.

Diese Festlegung ist in den einzelnen Gebieten Deutschlands zu verschiedenen Zeitpunkten erfolgt und auch noch nicht so restlos durchgeführt worden, daß die vielfach als „Reichsmaß" bezeichnete Größe des gebrannten Mauerziegels von 25 cm Länge, 12 cm Breite und 6,5 cm Stärke in allen Teilen Deutschlands allgemein gilt. Vielmehr sind auch noch jetzt verschiedene Abweichungen vorhanden, so sind z. B. in Bayern neben dem Normalmaß Ziegel (in Zentimetermaß) von 29 . 14 . 6,5 in Gebrauch, ferner in Hamburg solche von 22 . 10,5 . 6,5 und außerdem von 18 . 8,6 . 4,6 (große und kleine „Geestziegel") sowie sogenannte „Elbziegel" von 23 . 11 . 5,2. In Holstein und Kiel findet man Ziegel von 23 . 11 . 5 5, in Oldenburg solche von 22 . 10,5 . 5 und im Elsaß neben dem Normalmaß solche von 25 . 12 . 6 und 36 . 18 . 6,5. In Österreich werden die Ziegel z. Zt. noch in den Größen 29 . 14 . 6,5 und 30 . 14,5 . 7 hergestellt, sollen aber in nächster Zeit entsprechend dem reichsdeutschen Ziegelmaße genormt werden. In den übrigen außerdeutschen Staaten, namentlich in Holland, Frankreich und Italien besteht eine große Vielseitigkeit der Ziegelabmessungen (vergl. Tonindustrie-Kalender, Teil II).

Nach den mir zugängig gewesenen Quellen scheint das erste Ziegel-Normalformat in Sachsen festgelegt worden zu sein. Bei dem im Jahre 1830 abgehaltenen Landtage wurde von Christian Gottlob Müller auf Wiederoda eine „Intercessionalie" (Landtagsakten vom Jahre 1830 Bd. III, S. 1188) eingereicht und nach „vernommenem Gutachten Sachverstän-

diger" durch die Verordnung des Ministeriums des Innern vom 9. 1. 1833 (Ges.- u. Ver.-Bl. f. d. Königr. Sachsen v. J. 1833, S. 9) ein „Normalmaß für die im Lande gefertigten Dach- und Mauerziegel" festgesetzt. Diese Verordnung lautete auszugsweise im Wortlaute: „Die Besitzer, Pächter und Verwalter sämtlicher im Lande gelegenen Ziegeleien haben a) die gebrannten Dachziegel: 15 Zoll lang, 6 Zoll breit und höchstens ½ Zoll stark; b) die gebrannten Mauerziegel: 12 Zoll lang, 6 Zoll breit und 3 Zoll stark zu fertigen, zu verkaufen und, wenn ihnen ein anderes Maß nicht vorgeschrieben wird, auf Bestellung zu liefern. Den Bauenden steht frei, bei Bestellung von Dach- und Mauerziegeln ein anderes Maß zu bedingen. Die Obrigkeiten, unter deren Gerichtsbarkeit die Ziegeleien gelegen, haben über die Beobachtung obiger Vorschriften von Amtswegen Aufsicht zu führen. Die in den Ziegeleien bei den Revisionen sich findenden Vorräte geringeren Maßes sind zu zerschlagen. Sämtliche Ziegeleien haben sich bis zu dem am 1. Juli 1833 erfolgenden Inkrafttreten dieser Verordnung ihrer nach anderem Maße gefertigten Ziegel zu entschütten". Hieraus ersieht man, mit welcher zielbewußten Schärfe man in der „guten, alten Zeit" die Vereinheitlichungsbestrebungen durchzusetzen verstand. — Tempora mutantur! — Diese Verordnung wurde nach rund 40 Jahren am 22. 1. 1872 (Gesetz- u. Verordnungsblatt f. d. Königr. Sachsen von 1872, S. 5) zurückgezogen, da „sie auf einem nach der Maß- und Gewichtsordnung für den Norddeutschen Bund vom 17. 8. 1868 außer Anwendung gekommenen Maßsysteme beruhte". Durch die Verordnung vom 21. 3. 1870, „das Metermaß in seiner Anwendung auf die baupolizeilichen Maßvorschriften" betreffend (Gesetz- u. Verordnungsbl. von 1870, S. 85) wurden die alten Ziegelabmessungen 12 . 6 . 3 Zoll in 28 . 13,5 . 7 cm umgewandelt. In der am 16. 4. 1872 erlassenen Verordnung, „baupolizeiliche Maßbestimmungen" betreffend (Gesetz- u. Verordnungsblatt von 1872, S. 95), wurde festgesetzt, daß außer den Ziegeln von 28 cm Länge und 13,5 cm Breite auch kleinere, jedoch mindestens 25 cm lange und 12 cm breite, gebrannte Mauerziegel hergestellt werden durften.

In Preußen brachte der „Deutsche Verein für Ton-, Zement- und Kalkindustrie" in den 60er Jahren des vorigen Jahrhunderts auf Betreiben seiner Mitglieder ein einheitliches, deutsches Reichsmaß für Mauerziegel in Vorschlag. Dessen Einführung erfolgte mittels des „Circular-Erlasses des Ministers für Handel, Gewerbe und öffentliche Arbeiten" vom 13. 10. 1870 („Zeitschrift für Bauwesen", 1870, Seite 3). Durch diesen Erlaß wurden vom 1. 1. 1872 ab die bisherigen Vorschriften über die Abmessungen der Mauer- und Dachsteine, namentlich das „Circular-Rescript" vom 15. 12. 1835 (von Kamptz, Annalen XIX 1101—4, 149*) außer Kraft gesetzt, ferner die den Kgl. Regierungen unter dem 17.5.1820 mitgeteilten Vorschriften vom 21. 5. 1812*) über die Anzahl der bei den Bauanschlägen zu beachtenden, verschiedenen Mauersteine und die Bekanntmachung des vorm. Kgl. Hannoverschen Ministeriums vom 24.10.1844.*) Für die Dachziegel wurde ein Bedürfnis zur Feststellung eines neuen allgemeinen Maßstabes nicht als vorhanden erachtet. Für die Mauerziegel wurden aber an Stelle der bisher im Metermaße vorhandenen, verschiedenen Formate, die dem weitverbreiteten Durchschnittsformate sehr nahekommenden Abmessungen von 25 . 12 . 6,5 cm als am besten geeignet festgelegt. Da „auf die Fabrikation dieses Ziegelformates im Wege des Zwanges nicht hingewirkt werden" konnte, erwartete man, daß es doch dadurch allgemein Eingang finden würde, daß es als Regel für die Staatsbauten vorgeschrieben wurde. „Für nach dem 1. 1. 1872 zur Ausführung kommende Staatsbauten sind, sofern deren Verhältnisse nicht an sich schon ein anderes Format bedingen, in der Regel nur Mauersteine anzukaufen und zu verwenden, welche in gebranntem Zustande 25 . 12 . 6 cm groß sind. Die Verwendung anders geformter Steine, wenn besondere Umstände sie erfordern, bleibt der Bestimmung der Kgl. Regierungen (Landdrosteien) vorbehalten." Die allgemeine Einführung des Normal-Ziegelformates sollte durch „wiederholte Veröffentlichung des Erlasses, durch geeignete, persönliche Einwirkung der Baubeamten auf das beteiligte Publikum" und durch „die Modification der baupolizeilichen Vorschriften" seitens der Provinzial-Polizeibehörden herbeigeführt werden.

Außer diesem Normal-Ziegelformate ist für Preußen durch den Erlaß des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 10. 10. 1902 („Zentralblatt der Bauverwaltung", 1902, S. 517) noch ein Maß für Ziegel größeren Formates eingeführt worden. Dieses ist für monumentale Backsteinbauten, insbesondere für Kirchenbauten" bestimmt, um diesen das wirksame Gepräge zu geben, welches die mittelalterlichen Backsteinbauten auszeichnet". Die einheitlichen Abmessungen solcher Ziegel haben 28,5 . 13,5 . 8,5 (cm) zu betragen (Lager- und Stoßfuge 1,5 cm). „Von diesem Formate abweichende Steine dürfen nur verwendet werden, wenn Ziegelsteine in den vorgeschriebenen Abmessungen und ausreichend guter Beschaffenheit nur bei wesentlicher Erhöhung der Kosten und bei erheblicher Verzögerung der Bauausführung zu erlangen sind."

Für die Geschichte des Normungswesens wäre es jedenfalls höchst wissenswert, zu erfahren, wann und in welcher Weise die Festsetzung der Ziegelnormalmaße in den übrigen Gebietsteilen Deutschlands erfolgt ist.

Endlich dürfte es aber unbedingt am Platze sein, dahin zu streben, daß das Einheitsmaß der gewöhnlichen Mauerziegel nunmehr in allen Gebietsteilen Deutschlands als allgemein geltend eingeführt würde.

M. Bulnheim, Baupolizeikommissar.

*) Die angezogenen Vorschriften waren quellenmäßig nicht zu erlangen.

BEITRAG ZUR FRAGE DER GEBÄUDESICHERUNG IM BERGBAUSENKUNGSGEBIETE.

Von Dr.-Ing. Karl W. Mautner, Direktor der Wayß & Freytag A.-G., Düsseldorf, Privatdozent a. d. techn. Hochschule Aachen.

Obwohl die Frage der zweckmäßigen Sicherung von Gebäuden im Bodensenkungsgebiete des Bergbaues seit mehreren Jahrzehnten die beteiligten Kreise beschäftigt, so fehlt es, meiner Kenntnis nach, an einer folgerichtigen Behandlung dieses Gegenstandes aus den Schadensursachen. Die in der Fachliteratur gemachten Angaben[1]) beschränken sich auf die Aufzählung gewisser Sicherungsmaßnahmen. Ihrer Abhängigkeit von der Ausdehnung (Grundrißgestaltung), der Bodenbeschaffenheit, der möglichen und der notwendigen Versteifung ist nicht Rechnung getragen worden. Die im Zechengebiete häufig angewendeten empirischen Regeln für das Bauen im Senkungsgelände haben sich zumeist bewährt; in den nachfolgenden Untersuchungen soll auch der ursächliche Zusammenhang ihrer Wirksamkeit festgestellt werden. Aus der Behandlung der Gebäudesicherung sollen hier jene Maßnahmen ausscheiden, welche die Schonung von wichtigen Bauten durch bestimmte Rücksichtnahmen beim Abbau zu erreichen suchen, wie das Anstehenlassen von Sicherheitspfeilern, Versatz oder schneller, in zusammenhängenden, breiten Flächen vorrückender Abbau unter den zu schonenden Bauten[2]).

[1]) S. Breil (Essen) in „Beton u. Eisen" 1909 Heft XIV; auch Handbuch für Eisenbetonbau 2. Auflage, Bd. 3.

[2]) Näheres siehe Heise-Herbst, Bergbaukunde Band I, 4. Abschnitt 178.

Es sollen hier allein die baulichen Sicherheitsmaßnahmen erörtert werden.

1. Die Bodenbewegungen und die Erscheinungen an der Erdoberfläche infolge der Abbauvorgänge[3]).

Die Bodenbewegungen sind abhängig: von der Art des Gebirges, von dem Abbauverfahren, von der Größe der Hohlräume sowie von den Neigungsverhältnissen und der Mächtigkeit der Abbaufelder.

Die Art des Gebirges, in welchem der Abbau getrieben wird, ist von besonderem Einfluß auf die Zeit, während welcher sich die Erscheinungen an der Erdoberfläche bemerkbar machen und auf ihre Stärke.

Die Decken der verhältnismäßig großen Hohlräume in festen Gesteinen stürzen, wenn sie zu schwach werden, plötzlich und heftig ein, während die Senkungserscheinungen bei mildem Gebirge (etwa Schieferton) ruhig und gleichmäßig erfolgen. Im Steinkohlenbergbau wechseln zumeist beiderlei Gebirgsarten ab, so daß die Senkungserscheinungen zwischen beiden Möglichkeiten liegen.

Das Abbauverfahren selbst ist auf die Senkungserscheinungen von großem Einfluß. Schnell fortschreitender Abbau, der abschnittsweise vorgenommen wird, ergibt viele kleine Senkungsstufen, die sich über ein weites Gebiet erstrecken, hingegen wird der Abbau der Gesamtmächtigkeit,

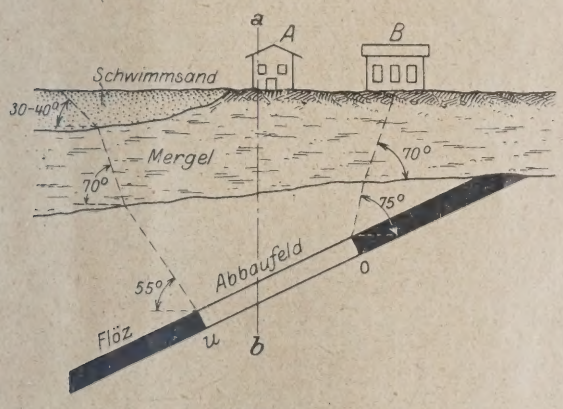


Abb. 1a.

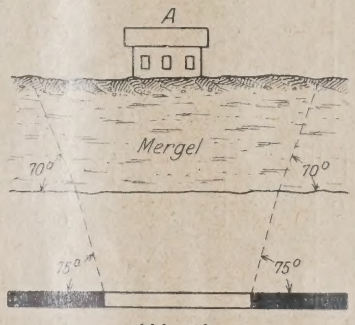


Abb. 1b.

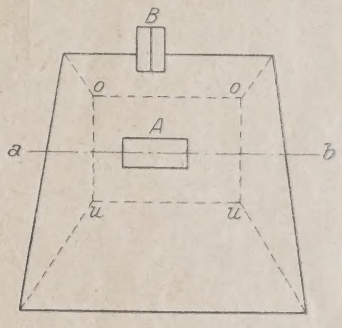


Abb. 1c.

in wenigen Abschnitten vorgenommen, der langsam fortschreitet, auf nur kleine Oberflächenteile wirksam, aber in starkem Maße.

Der Abbau mit Versatz bewirkt stets eine Abschwächung der Oberflächenwirkungen, besonders, wenn er möglichst dicht eingebracht wird (Spülversatz).

Neben der Mächtigkeit ist auch die Neigung der Abbauflöze von Einfluß. Steil liegende Flöze verursachen starke, aber auf ein kleines Gebiet begrenzte Senkungserscheinungen, während schwach geneigte Lagerstätten geringe, aber auf ein weites Gebiet sich erstreckende Oberflächenwirkungen haben.

Wir wollen nunmehr auf die Bruchwirkungen näher eingehen, welche die Ursache der Oberflächenerscheinungen sind. Nach den in neuerer Zeit gemachten Erfahrungen bilden sich (s. Abb. 1a—c) rings um das Abbaugebiet Bruchflächen. Der Neigungswinkel der Bruchflächen kommt dem natürlichen Böschungswinkel der Gebirgsschichten nahe. Er ist also in festen Gebirgsschichten größer, in weicheren Gebirgsschichten kleiner. Bei Abwechslung verschiedener Schichten stellt sich ein mittlerer Bruchwinkel ein.

Der Bruchwinkel ist an der oberen und unteren Abbaugrenze verschieden, also nicht allein von der Gebirgsart, sondern auch von der Tiefenlage der Abbaugrenzen abhängig (s. Abb. 1a, o und u).

Die theoretische Form des Senkungskörpers ist (bei rechteckigem Grundriß des Abbaufeldes) ein Pyramidenstumpf, dessen Grundfläche das Abbaufeld bildet. Das Senkungsgebiet wird durch die Schnittlinien der Bruchflächen mit der Erdoberfläche begrenzt. Mit zunehmender Tiefenlage des Abbaufeldes wird sowohl der Inhalt des Senkungskörpers, wie das Senkungsgebiet größer. Zur Ausfüllung der Hohlräume steht daher bei zunehmender Tiefenlage des Abbaues mehr Gebirgsmasse zur Verfügung. Die sich über ein großes Gebiet erstreckenden Senkungen sind daher geringer als die bei kleiner Tiefenlage des Abbaues auftretenden. Der Charakter der Senkung ist endlich noch stark von der Natur des Deckgebirges abhängig. Der Kreidemergel des Ruhrkohlengebietes übt, wie jedes Deckgebirge von zäher Beschaffenheit, eine mildernde und ausgleichende Wirkung aus, die beispielsweise in Oberschlesien fehlt.

Die Erscheinungen an der Erdoberfläche sind im wesentlichen von zweierlei Art.

Durch das Niedergehen des vorbeschriebenen Senkungskörpers treten im Innern des Senkungsgebietes lotrechte Bewegungen der Oberflächenpunkte ein. Je nach der Gebirgsart, der Abbautiefe, Neigung und Mächtigkeit der Flöze bildet sich im Senkungsgebiete eine Mulde, Trichter oder ein scharf abgegrenzter steiler Tagesbruch.

Die absoluten Senkungen sind in der Mitte des Senkungsgebietes am größten, die Senkungsdifferenzen auf die Längeneinheit am kleinsten, am Trichterrande umgekehrt[4]).

Außer diesen lotrechten Bewegungen treten beim Abgleiten des Senkungskörpers an den Bruchflächen wagerechte Bewegungen bzw. Bewegungen parallel zur Geländeoberfläche auf[5]). Während bei festen Gebirgsarten eine Trennung der Oberflächenteile stattfindet, wird bei zähem Deckgebirge dieser Vorgang durch seine plastischen Eigenschaften verhüllt. Es treten aber dann am Trichterrande Zerrungen und in der Muldenmitte Pressungen (Stauchungen) dieses Gebirges auf.

Sowohl in dieser, wie in jener Form sind auch die wagerechten Bewegungen auf den Bestand der Gebäude von großem Einfluß.

2. Die Einwirkung der Bodenbewegungen im und am Senkungsgebiete auf Gebäude.

Es ist aus statischen Gründen einleuchtend, daß Bauten, deren Tragteile aus durchlaufenden Balken mit mehr oder weniger steifer Verbindung der Stützen oder aus steifen Raumgebilden (Wänden und Decken) bestehen, wie dies bei der Mehrzahl aller Gebäude der Fall ist, eher eine bedeutende,

[3]) Die Ausführungen unter 1. stützen sich auf die grundlegende Darstellung in Heise-Herbst, Bergbaukunde I.
Erst nach Abschluß der vorliegenden Arbeit gelangte der sehr bemerkenswerte Aufsatz „Bewegungsvorgänge bei der Bildung von Pingen und Trögen" von Markscheider Dr. K. Lehmann, Wattenscheid in „Glückauf" vom 29. 11. 19. Nr. 48 zu meiner Kenntnis.

[4]) S. Die Theorie der Bodensenkungen in Kohlengebieten von A. H. Goldreich, Berlin 1912, Verlag J. Springer, Berlin.

[5]) Der erste Hinweis auf die wagerechten Bewegungen erfolgte durch W. H. Trompeter, „Die Expansivkraft im Gestein als Hauptursache der Bewegung des den Bergbau umgebenden Gebirges", Essen 1899; s. a. Lehmann-Wattenscheid wie oben.

aber gleichmäßige Senkung vertragen, als eine solche, die in den einzelnen Punkten der Fundamentfläche voneinander erheblich abweicht, wenngleich sie, absolut genommen, geringer ist.

Hieraus und aus dem in 1. Ausgeführten ergeben sich zwei Folgerungen:

1. Daß die Gefahr für den Bestand der Gebäude am Rande des Senkungsgebietes größer ist als in der Mitte,
2. daß das Gebäude um so gefährdeter ist, je größer die Grundrißausdehnung ist, weil die Senkungsdifferenzen der entferntesten Gebäudepunkte größer werden.

Der ungünstigste Fall pflegt dann vorzuliegen, wenn ein Teil des Gebäudes innerhalb, der andere außerhalb des Senkungsgebietes zu liegen kommt (s. Abb. 1a Haus B). Es ist leicht einzusehen, daß auch in diesem Falle die Gefährdung um so größer ist, je größer die Grundrißausdehnung ist,

Abb. 2a.

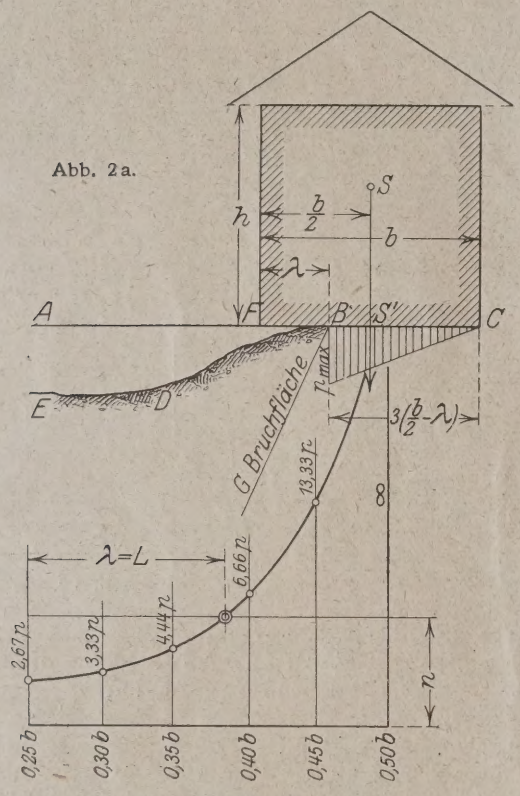


Abb. 2b.

über welche sich der steife Zusammenhang des Gebäudes erstreckt.

In der Abb. 2a bedeutet
AFC das ursprüngliche Gelände,
BG die Bruchfläche,
BDE die neue Gestalt des gesenkten Geländes.

Ein Gebäude von den Abmessungen $b \times h \times 1$ sei am Rande des Senkungsgebietes errichtet und habe das Gewicht

$$G = p\,b\,1,$$

worin p die gleichförmig verteilte Bodenpressung auf die Basisfläche $FC \times 1$ bedeutet.

Nach eingetretener Bodensenkung kragt ein Teil λ frei aus. Für die größte mögliche Auskragung ist hinsichtlich der äußeren Stabilitätsbedingungen die Schwerpunktslage und die größte, vom Boden aufnehmbare Randpressung maßgebend. Unter der Annahme, daß der Schwerpunkt in $\frac{b}{2}$ liege, ergibt sich die Randpressung zu

$$p_{max} = \frac{4\,p\,b}{3(b-2\lambda)}.$$

In Abb. 2b ist dargestellt, wie bei fortschreitender Größe von λ die Randpressung als Vielfaches der ursprünglichen, gleichförmigen Bodenpressung wächst.

Die als Ordinaten aufgetragenen Beiwerte von p können als Sicherheitszahlen der Tragfähigkeit des Baugrundes für die vor Eintritt der Senkung vorhandene, gleichförmige Pressung angesehen werden.

Wäre diese Sicherheitszahl n bekannt, so würde sich $\lambda = L$ als größte mögliche Auskragung ergeben.

Diese Sicherheitszahl ist gewöhnlich nicht bekannt. Sie ist auch nicht allein von der Bodengattung, sondern auch von der Tiefe und von der Gestalt des Fundamentkörpers und seiner Größe abhängig[6]). Die Sicherheitszahl verkleinert sich bei exzentrischer Belastung des Baugrundes[7]).

Unter Berücksichtigung dieses letzteren Umstandes dürfte gewöhnlich die Sicherheitszahl zwischen 4 und 6 liegen. Es wäre dann

$$\lambda = 0{,}28\,b \text{ bis } 0{,}39\,b.$$

Wichtiger als die, auf der immerhin unsicheren Annahme der Sicherheitszahl beruhende, zahlenmäßige Feststellung von λ ist folgende, allgemein gültige Schlußfolgerung:

Die durch die äußeren Stabilitätsbedingungen begrenzte, mögliche Auskragung ist um so größer, je niedriger die bei dem Entwurfe angenommene, zulässige Bodenbeanspruchung gewählt war.

Wir werden aus den nachfolgenden Entwicklungen sehen, daß es für den Bestand des Gebäudes vorteilhaft ist, die mögliche Auskragung des Gebäudes so klein als möglich zu halten.

Mit Berücksichtigung des oben Angeführten ist es daher richtig, die im voraus angenommene Bodenpressung nicht zu klein zu wählen. Es wäre daher unrichtig, mit Rücksicht auf die Senkungen die Bodenpressungen durch Anordnung einer durchgehenden Bodenplatte bei gutem Baugrund herabzudrücken.

Es muß zugegeben werden, daß unsere Folgerungen in diesem Punkte mit den bekannten empirischen Regeln in Widerspruch zu stehen scheinen, da die Fundierung mit durchgehender Platte stets als günstig wirkend bezeichnet wird.

Der Widerspruch ist aber nur scheinbar. Die durchgehende Platte wirkt bezüglich anderer, noch zu behandelnder Fragen (Zugwirkung, Versteifung der kleinsten Teile) günstig. Es muß in jedem Falle entschieden werden, welche Gefahrenursache maßgebend ist.

Wir haben bereits oben die durch die Erfahrung bestätigte Folgerung aus der Gestalt der Senkungsfläche gezogen, daß die Gefahr mit der Grundrißausdehnung des Gebäudes wächst.

Dieselbe Folgerung ergibt sich aus den statischen Verhältnissen des oben betrachteten Falles (Abb. 2a).

Wie wir gesehen haben, ist mit Rücksicht auf das äußere Gleichgewicht die mögliche Auskragung ein bestimmter Teil der Gebäudeabmessung b. Von der Erreichung der maximalen Bodenpressung bei B an ist ein Gleichgewichtszustand in der bisherigen Lage nicht mehr möglich, es tritt vielmehr so lange eine Drehung des Gebäudes ein, bis es eine neue Lagerung derart gefunden hat, daß die Auskragung kleiner geworden ist.

Die Auskragung λ beansprucht das Gebäude durch Biegungsmoment und Querkraft.

Hat das Gebäude die vielfache Abmessung v b, so beträgt die mögliche Auskragung λ v. Biegungsmoment und Querkraft wachsen quadratisch bezw. linear mit der möglichen Auskragung und daher auch mit der Gebäudeabmessung. Da wir oben gesehen haben, daß etwa $1/3$ der Abmessung überkragen kann, so ist leicht einzusehen, daß bei größeren Abmessungen b die Versteifungskonstruktion den Wirkungen des Biegungsmomentes und der Querkraft nicht stand-

[6]) Engesser in Zentralblatt d. Bauverw. 1893 Seite 306.
[7]) Zentralblatt d. Bauverw. 1891 Seite 95.

halten kann. Es findet ein Abreißen des vorkragenden Teiles statt, der allein absinkt. Wir erkennen hieraus, daß es unter allen Umständen vorteilhaft ist, die Abmessung b so klein als möglich zu halten, oder für Gebäude großer Grundrißabmessungen möglichst viele, für sich steife Teile zu schaffen, die nur den aus anderen Gründen notwendigen, nicht steifen Zusammenhang haben.

Gelingt es, einen solchen Teil so steif zu konstruieren, daß die maximale Auskragung eintreten kann, so wird das Abreißen verhindert, aber es tritt die Drehung ein, bis die Bodenpressung der neuen Lage aufnehmbar ist. Es ist leicht einzusehen, daß eine geneigte Lage eines oder mehrerer Gebäudeteile in der weitaus größten Zahl der Fälle als geringerer Schaden betrachtet wird, als der durch das Absinken ganzer Stücke, nach dem Abreißen dieser, entstandene.

Im Innern des Senkungsgebietes treten neben den geschilderten Beanspruchungen durch Überkragen auch solche des Freiliegens auf eine gewisse Länge λ ein. Wie bereits oben erwähnt, bleiben diese Beanspruchungen gegenüber den behandelten zurück; aber auch hierbei ist ohne weiteres klar, daß die Verkleinerung der Abmessungen oder die Auflösung in für sich steife, kleine Teile einen genaueren Anschluß an die Senkungsfläche und damit kleinere Beanspruchungen ergibt.

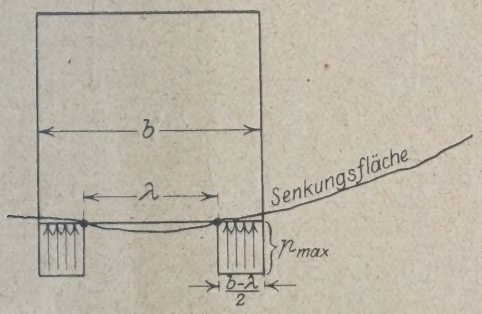


Abb. 3.

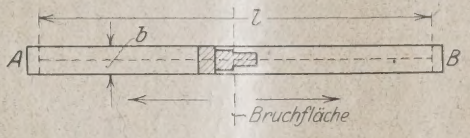


Abb. 4.

Es ist in diesem, für die Erreichung des größten λ ungünstigsten Falle (s. Abb. 3):

$$p_{max} = \frac{2\,p\,b}{(b-\lambda)} = n\,p.$$

Unter Annahme von n = 5:

$$\lambda = \frac{3}{5}\,b.$$

Mit demselben n = 5 ergab sich im früheren Falle (s. Abb. 2b):

$$\lambda = 0{,}37\,b.$$

Die Biegungsmomente verhalten sich demnach:

$$M_{freileg.} : M_{überkrag.} = \frac{1}{8}\left(\frac{3}{5}\,b\right)^2 : \frac{1}{2}(0{,}37\,b)^2 = 1 : 1{,}5$$

ohne Berücksichtigung der etwaigen Einspannwirkung.

Aus dem bisher Gesagten läßt sich noch die wichtige allgemeine Schlußfolgerung ziehen, daß die Schadensgefahr bei unnachgiebigem, sehr festem Baugrund wächst.

Die Sicherheitszahl n bei massigem Gesteinsboden (Fels) ist bedeutend höher als bei mittlerem Boden; sie wird gewöhnlich nicht durch die Gesteinsfestigkeit, sondern durch die Druckfestigkeit des Fundamentes bestimmt, die aber wegen der starken Inanspruchnahme auch hoch sein muß. Außerdem sind, wie wir im Abschnitt 1 gesehen haben, die Störungserscheinungen heftiger.

Außer den bisher behandelten Senkungsvorgängen haben wir es, wie in Abschnitt 2 erläutert, mit Zugwirkungen und mit Pressungen in den Fundamentflächen zu tun.

Die in der Fundamentfläche auftretenden wagerechten Kräfte sind theoretisch von der Größe der wagerechten Verschiebung unabhängig[8]). Die maximale wagerechte Kraft ist für jedes Flächenelement F des Fundamentes gegeben durch:

$$\max.\ D = \max.\ Z = \mu\,p\,F,$$

worin μ den Reibungsbeiwert des Fundamentes auf dem Boden bedeutet. Würden größere, äußere wagerechte Kräfte wirken, so würde sich der Boden innerhalb der Bruchflächen an dem Fundamente fortschieben.

Es sei (Abb. 4) A—B ein Gebäudefundament von der Breite b und der Länge l, das den Boden mit p kg/cm² belastet. Das Bankett sei im Gebiete der größten Zerrungen gelegen.

Die größte im Bankett auftretende Zugkraft ist:

$$\max.\ Z = \mu\ p\ b\ \frac{l}{2}.$$

Die Zugkraft, ebenso die Druckkraft im Pressungsgebiete, ist also der Länge des Bauwerksteiles direkt proportional.

In Abb. 5 ist der Grundriß eines Gebäudes schematisch dargestellt. Das Gebäude sei auf Banketten gegründet, die den Boden überall mit der gleichen Pressung drücken.

S sei der Schwerpunkt des Bankettflächenzuges.

Denken wir uns die Richtung der größten Dehnungen mit

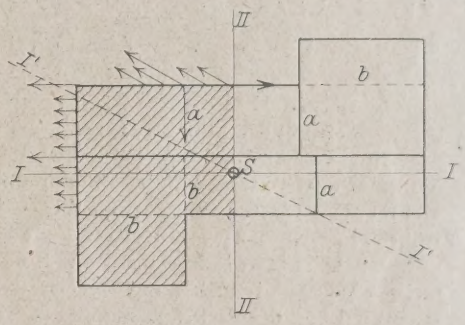


Abb. 5.

I—I zusammenfallend, also parallel zu einer Grundrißachse.

Als Verankerung sind in diesem Falle nur die parallel zur Dehnungsrichtung I—I liegenden Bankette unmittelbar wirksam. Die senkrecht dazu gelegenen werden von den parallel I—I wirkenden Reibungskräften im wagerechten Sinne auf Biegung beansprucht und übertragen die auf sie entfallenden Reibungszüge in den Kreuzungspunkten als Knotenlasten auf die erstgenannten Bankette.

Fällt die Dehnungsrichtung nicht mit einer Gebäudeachse zusammen, so werden die Bankette beider Richtungen auf Biegung beansprucht. Die größte Achskraft fällt aber, zufolge der Zerlegung in beide Bankettrichtungen kleiner aus als im vorerwähnten Falle. Bei durchgehenden Platten ist die Biegungsbeanspruchung in der Plattenebene belanglos.

Bei Bankettgründungen ist es aber wegen der Biegungsbeanspruchung zweckmäßig, möglichst viele Knotenpunkte zu schaffen. Man wird daher die Bankette nicht durchlaufender Mauern bis zum Kreuzungspunkte verlängern (Bankette b in Abb. 5).

Für die Bemessung der Sicherung gegen die Zerrungen (Pressungen) ergeben sich daher folgende Leitsätze:

Die Gründungen sind auf Achskräfte und in der Fundamentebene wirkende Biegungsmomente zu bemessen.

Die größten Achskräfte werden erhalten, wenn die Dehnungsachse parallel mit der betreffenden Gebäudeteilrichtung (Bankettachse) angenommen wird. Die Achskraft ist der Größe des maximalen Reibungszuges (-druckes) gleich, der der Länge des Gebäudeteils bis zu der durch den Schwerpunkt

[8]) Die Horizontalbewegungen sind besonders bei dünnem Deckgebirge bedeutend. S. Heise-Herbst, Bergbaukunde I, 173 und Overhoff-Bochum in „Mitteilungen aus dem Markscheiderwesen" 1901, S. 43. Das Maximum der Pressungen liegt im Muldentiefsten, das Maximum der Dehnungen an der Schnittlinie der Bruchflächen mit dem Gelände. S. Dr. K. Lehmann-Wattenscheid wie oben.

der Fundamentflächen zur Dehnungsachse senkrechten Achse entspricht, vermehrt um die Knotenlasten, die durch die kreuzenden Gründungsteile übertragen werden.

Bankette werden somit auf exzentrischen Zug oder Druck beansprucht. Die nötige Bankettbreite ist die Konstruktionshöhe für die winkelrecht zur Bankettachse angreifenden Reibungszüge. Die Bankettbreite ist daher nicht nur von der Bodenbeanspruchung abhängig. Werden die Fundamentsicherungen, wie zumeist, in Eisenbetonkonstruktion ausgeführt, so können m. E. folgende Beanspruchungen zugrunde gelegt werden.

Ohne Berücksichtigung des Betons kann die Eiseneinlage bei der oben angeführten, ungünstigsten Wirkung der wagerechten Kräfte bis zur Proportionalitätsgrenze beansprucht werden.

Mit Berücksichtigung des Betons soll die Betonspannung auf Achsialzug allein (ohne Moment)

$$\sigma_{b_z} = \frac{\max Z}{bd + n f_e} \leqq 15 \text{ kg/cm}^2$$

sein. Mit Berücksichtigung des Biegungsmomentes kann bis

$\sigma_{b_d} \leqq 80 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_e \leqq \sigma_{prop}$ gegangen werden.

3. Die üblichen Arten der konstruktiven Gebäudesicherung.

In Bergbausenkungsgebieten werden erfahrungsgemäß folgende Sicherungsmaßnahmen empfohlen:

1. Die Anwendung beiderseits bewehrter Eisenbetonbankette oder durchgehender Fundamentplatten. Theoretische Grundlagen für die Bemessung dieser Fundamente fehlen gewöhnlich. Nur in vereinzelten Fällen wurde die Bemessung mit Rücksicht auf den größten Reibungszug durchgeführt, meines Wissens jedoch nicht mit Berücksichtigung der ungünstigsten Lage der Dehnungsachse, wie oben näher ausgeführt. Häufig wird der Bemessung der Fundamente eine gewisse freitragende Länge (z. B. 3—4 m) zugrunde gelegt[9]). Diese Forderung ist meines Erachtens ganz willkürlich und zwecklos. Eine Versteifung des Gebäudes durch die Fundierung allein kann gegen die unter 2. beschriebenen Senkungsgefahren fast nie erreicht werden.

2. Es wird häufig die Erreichung möglichst kleiner Bodenpressungen gefordert. Daß dies, soweit guter Boden vorhanden ist, schädlich sein kann, ist bereits ausgeführt.

3. Es wird, namentlich für die erste Decke über dem Fundament, die Anwendung von Eisenbetonkonstruktion empfohlen. Die Decken sollen

a) möglichst gleich stark, sowohl bezüglich der Betonstärke, als auch der Eiseneinlage in allen Deckenfeldern (unabhängig von der Feldspannweite) ausgeführt werden,

b) über alle Mauern, auch über die Umfassungsmauern, hinwegreichen.

Diese Forderung ist vollständig einleuchtend. Die Decken erhalten Zug- oder Druckspannung, und zwar nicht von den wagerechten Kräften (da diese nur vom Fundament aufgenommen werden), sondern als Versteifungsteile bei den eintretenden Senkungen.

Die Decke kann nur soviel Spannung aufnehmen, als ihr schwächster Teil verträgt.

Die Forderung unter 3b soll durch die damit erreichten Einspannungen ein möglichst steifes räumliches Gebilde herbeiführen.

4. Dem gleichen Zwecke dient auch die häufig empfohlene lotrechte Bewehrung des Kellermauerwerkes.

5. Als eine, wenn auch recht unvollkommene, Maßregel zur Verkleinerung des steifen Zusammenhanges ist die Anordnung von Nischen in gewissen Abständen in den tragenden Wänden anzusehen. Durch die an diesen Stellen herbeigeführten absichtlichen Verschwächungen soll der willkürlichen Rißbildung vorgebeugt werden.

[9]) S. Handb. für Eisenbetonbau, 2. Auflage, Bd. 3.

6. Bei bestimmten Bauwerken ist vereinzelt als Senkungssicherung die Lagerung in 3 Punkten ausgeführt worden[10]).

Es ist jedoch hierbei zu beachten, daß auch Maßnahmen zur Aufnahme der wagerechten Reibungszüge bzw. -drücke getroffen werden müßten. Die oben angegebene Ausführung[10]) läßt diese Maßnahme ganz vermissen. (Die Stützung eines Auflagerpunktes ist sogar als Pendel ausgebildet.) Es ist nach den früheren Darlegungen aber kaum anzunehmen, daß bei starken Senkungen nicht auch wagerechte Verschiebungen und daher auch die vollen Reibungskräfte auftreten.

Die Fundamentgröße der drei Auflagerpunkte müßte so groß bemessen sein, daß die Exzentrizität, herrührend vom Moment = Reibungskraft an der Fundamentsohle × Auflager-höhe über der Fundamentsohle, aufnehmbare Bodenpressungen ergibt (Abb. 6).

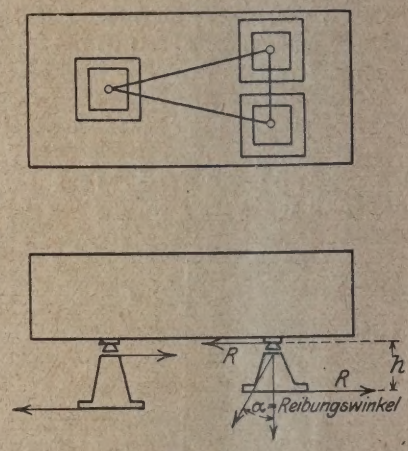


Abb. 6.

Eine sowohl den Senkungsmöglichkeiten wie den wagerechten Bodenkräften Rechnung tragende Sicherung ist beim Neubau des Pumpwerkes „alte Emscher" angeordnet worden[11]).

Das zylindrische Gebäude von 40 m Durchmesser steht auf einer Eisenbetonplatte. Die Reibungszüge werden durch Ringbewehrungen voll aufgenommen[12]). Die zylindrischen Wände vermögen sich über einen so großen Bodenabschnitt (als Balkonträger) frei zu tragen, daß bei Eintritt dieser Freilage die aufnehmbare Bodenkantenpressung bereits überschritten ist.

4. Vorschläge des Verfassers zur Sicherung von Gebäuden im Bergbausenkungsgebiet[13]).

Es ist nachgewiesen, daß es vorteilhaft ist, das Bauwerk in eine Anzahl kleinerer, für sich möglichst steif und selbständig ausgebildeter Teile zu zerlegen. Die einzelnen, für sich steifen Teile sollen in Abständen voneinander angeordnet

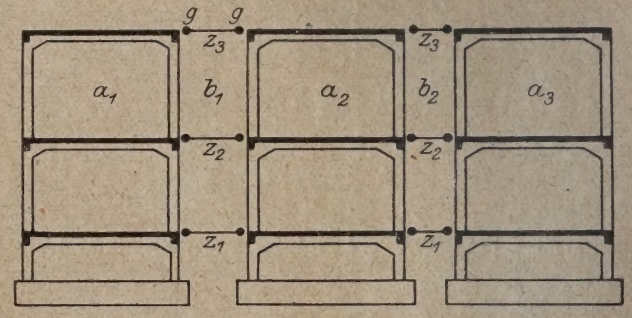


Abb. 7.

und durch Anker derart verbunden werden, daß die Teile sich gegenseitig in lotrechter Richtung verschieben können, daß aber wagerechte Verschiebungen (durch Zerrungen des Bodens) auf mehrere Teile übertragen werden, soweit die Anker hierzu ausreichen.

In Abb. 7 ist ein solches Gebäude schematisch dargestellt:

[10]) Schwimmbecken in Gladbeck i. W., D. Bauztg. „Mitteilungen usw." 1913, Nr. 4, von Dr.-Ing. P. Müller.

[11]) Dr. Ernst Mautner in Deutsche Bauztg., Mitteilungen 1913, Nr. 6 Seite 42.

[12]) In gleicher Art sind große Behälter der Ges. f. Teerverwertung in Rauxel nach Projekten des Ing. V. Schütz-Düsseldorf gesichert worden.

[13]) Die unter 4 beschriebene Bauweise ist geschützt, Ausführungsrecht Wayß & Freytag A.-G.

a_1, a_2, a_3 sind die selbständigen steifen Teile, in deren Zwischenfeldern b_1, b_2 die mit Gelenken g angeschlossenen Anker z_1, z_2, z_3 in den Deckenebenen eingelegt sind.

Die Anker z gestatten, zufolge ihres beiderseitigen gelenkigen Anschlusses, den einzelnen Teilen a_1, a_2, a_3 verschiedene Höhenlagen gegeneinander einzunehmen. Die Anker stellen sich hierbei (gewöhnlich in geringem Maße) schief.

Beanspruchungen der Anker auf Zug treten bei wagerechter Verschiebung einzelner Bodenflächenteile auf, aber auch bei der Drehung eines Teiles a_1, wenn andere Teile a_1, a_2 eine kleinere oder gar keine Drehung ausführen. Die hierbei auftretenden Ankerkräfte vergrößern zwar etwas die mögliche Auskragung des zur Drehung neigenden Gebäudeteils. Diese Vergrößerung ist aber rechnerisch leicht bestimmbar, und daher die Steifigkeit jedes Gebäudeteiles für den ungünstigsten Fall so zu bemessen, daß bei der größten Auskragung keine Risse auftreten.

Damit die Anker bei Überbeanspruchung nicht brechen, sondern allmählich nachgeben, können sie

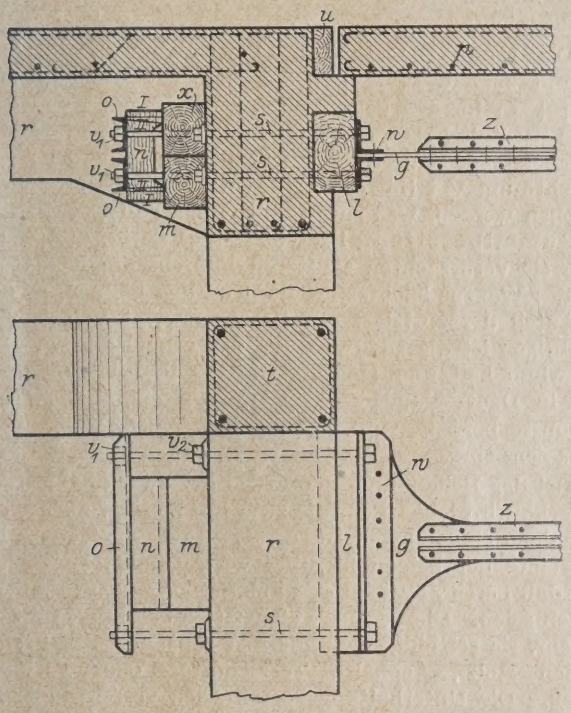


Abb. 8 u. 9.

in der in den Abb. 8 und 9 in Schnitt und Grundriß dargestellten Art angeordnet sein.

Die Anker z sind beispielsweise beiderseits der Kreuzungspunkte der Tragbalken und Versteifungsbalken r mit den Stützen t angeordnet. Durch die unerhebliche Biegungsfestigkeit des auf eine gewisse Strecke frei gelassenen Anschlußbleches ist bei g der gelenkige Anschluß der z. B. aus Winkeleisen bestehenden Anker z erreicht.

Um die Anker anzuspannen, werden zunächst die Muttern V_2 der Ankerschrauben s angezogen, wodurch die Weichholzunterlage l zusammengepreßt und die Anker gespannt werden. Hierauf werden die gegen die U-Eisen o gelegten Hauptmuttern v_1 festgemacht, worauf die Muttern v_2 gelüftet werden.

Die Ankerkraft wird durch die U-Eisen o auf die Unterlagshölzer n und m als Pressung übertragen.

Die Auflagerflächen x der Hölzer n können so bemessen werden, daß bei hoher Ankerspannung die Hölzer n kräftig in das Langholz m eingepreßt werden. Hierdurch werden die Anker z entlastet und eine allmähliche Drehung des Gebäudeteiles ermöglicht.

In manchen Fällen, in welchen das starke Einpressen rechtzeitig bemerkt wird, wird es möglich sein, durch Unterfangung der betr. Fundamente der weiteren Drehung des Gebäudeteiles Einhalt zu gebieten. Die Auffindung der gegebenenfalls zu unterfahrenden Gründungsstelle wird durch die verschiedene Einpressung der Hölzer n der einzelnen Anker erleichtert.

Empfiehlt sich eine Unterfahrung der Gründung nicht, so kann man die Anker weiter entlasten und dem Gebäudeteil die hierzu erforderliche, geringe Drehung ermöglichen, daß man durch Sägeschnitte I, II usw. die Auflagerfläche x verkleinert und hierdurch ein starkes Eindrücken der Hölzer n in die Langhölzer erzielt.

Tritt trotzdem kein Stillstand der Bewegung ein, so kann endlich durch den Schnitt III der Anker ganz außer Spannung gesetzt werden[14]).

Die Decken der Zwischenräume b (Abb. 7) werden, wie in Abb. 8 gezeigt, frei mit elastischen Zwischenmitteln auf die Randbalken der für sich steifen Gebäudeteile aufgelegt. Über die Zwischenfelder b reichende Wände werden mit glatten Stoßfugen gegen die steifen Gebäudeteile zu ausgeführt.

Mit der beschriebenen Bauweise sind folgende Vorteile verknüpft:

Durch die Trennung des Bauwerkes in eine Anzahl selbständiger, für sich steifer Teile, die sich in lotrechter Richtung gegeneinander bewegen können, ist (vergl. Abschnitt 2) die Gefahr, sowohl wegen der beschriebenen Art der Senkungsvorgänge, als auch aus statischen Gründen verkleinert.

Die Rißgefahr wird um so mehr herabgemindert, als es gelingt, die Teilung so weitgehend durchzuführen, daß die größte Auskragung bei Erschöpfung der Baugrundsicherheit (n) sich ohne Rißbildung einstellen kann.

Die Möglichkeit, die Sicherung in so weitgehendem Maße durchzuführen, ist bei den verschiedenen Gebäudearten verschieden. Die Versteifung für die größtmögliche Kraglänge ($^1/_4$—$^1/_3$ der Abmessung des Gebäudeteiles) ist am besten durch Wände, schwieriger durch (aus Stützen und Deckenbalken bestehenden) Stockwerksrahmen zu erreichen.

Eine langgestreckte Bunker- oder Siloanlage mit hohen Wänden kann z. B. durch entsprechende Teilung leicht so gesichert werden, daß die angegebene Bedingung erfüllt ist.

Was die Sicherheit gegen Zerrungen anbelangt, so wirkt auch hier die Teilung vorteilhaft. Die Fundamentbewehrung ist nur für jeden Gebäudeteil nach den in Abschnitt 3 angegebenen Grundsätzen zu bemessen. Werden nämlich die gelenkig angeschlossenen Fundamentanker so bemessen, daß sie (durch die beschriebene Vorrichtung) nachgeben, bevor die Streckgrenze der Fundamentbewehrung erreicht ist, so ist die Fundamentbemessung nur für jeden selbständigen Bauwerksteil auf den größten Reibungszug vorzunehmen.

Für die Pressungen gilt dasselbe. Die Verkürzung der Zwischenräume b kann nur durch die Druck- (Knick-)Festigkeit der über den Fundamenten zunächst befindlichen Decken- und Wandelemente in den Zwischenfeldern b und die Zugfestigkeit der höher gelegenen Anker behindert werden.

Da die Zwischenfelder nur geringe Spannweite haben müssen[15]), so empfiehlt es sich, die druckaufnahmefähigen Decken- und Wandteile in ihnen möglichst schwach zu bemessen, und zwar derart, daß sie bei der (Druck-) Reibungskraft der anstoßenden Teile bereits brechen, nachdem auch hier die

[14]) Die Vorrichtung ist bekannt und zu anderen Zwecken bereits öfters benutzt worden. (Ausrüstungsvorrichtung von Lehrgerüsten, s. Prof. Dr. R. Schönhöfer, „Die Haupt-, Neben- usw. -Gerüste im Brückenbau", Berlin, Verlag W. Ernst & Sohn, 1911, Seite 75 und 77.)

[15]) Es dürfte für die Zwischenfelder $^1/_{25}$—$^1/_{20}$ der Teilbauwerkslänge meistens genügen. S. Rothkegel, „Über Verschiebungen von trigon- usw. Punkten im Ruhrkohlengebiet. Ztg. für Vermessungswesen 1903, Bd. 32, S. 217, auch Dr. K. Lehmann wie oben.

Zusammendrückung der elastischen Zwischenmittel erschöpft ist[16]).

Alle Wirkungen: Senkungen, Drehungen, Zerrungen und Pressungen äußern sich demnach nur an den hierfür vorbestimmten Stellen und können beobachtet, gegebenenfalls möglichst unschädlich gemacht werden.

Zusammenfassung.

Nach Betrachtung der Bodenbewegungen als Folge der Abbauvorgänge werden die Einwirkungen dieser Bewegungen auf Gebäude untersucht, die bisher üblichen Sicherheitsmaßnahmen mit den gewonnenen Grundsätzen verglichen und neue Vorschläge erstattet.

WEGE- UND VERKEHRSKONGRESS UND -AUSSTELLUNG ZU LONDON.

Vom 20. bis 27. November 1919 ist in London in der Agricultural Hall ein Kongreß und eine Ausstellung für Wegebau und Straßenverkehr abgehalten worden. Nach einem Berichte von Ing. I. M. F. Romein in der holländischen Zeitschrift De Ingenieur vom 27. 12. 1919 sind die Veranstaltungen von der County-Councils-Association organisiert worden; an dem Kongreß haben über 350 Personen teilgenommen. Die feierliche Eröffnung erfolgte durch eine Rede von Sir Henry Maybury, den Director general of Roads am englischen Verkehrsministerium.

Der Kongreß hatte den Anforderungen sowohl des Kraftwagen- wie auch des Tierzugsverkehrs gerecht zu werden. Die Behauptung von Sir W. Joynson, M. P., daß in einem Jahrzehnt das Pferd von der Straße verschwunden sein werde, fand lebhaften Widerspruch, besonders in den Kreisen der Landwirtschaft. Diese beklagten sich über die überhandnehmende Einführung von glatten Straßendecken, die für den Verkehr mit Pferden nachteilig wären. Man solle Straßen bauen, die für jeden Fahrverkehr geeignet wären. Der Kraftwagenverkehr fand jedoch auf dem Kongreß eine überwiegende Berücksichtigung.

In der Erkenntnis, daß weder eine vollkommene Anpassung der Straßen an die Bedürfnisse einer bestimmten Verkehrsart, noch die gänzliche Anpassung des Verkehrs an eine bestimmte Straßenbauart verlangt werden könne oder überhaupt möglich sei, wurde der Standpunkt eingenommen, daß beide Teile sich entgegen zu kommen hätten. In Holland — so berichtet Ingenieur Romein — beharre der Straßenbau zu sehr auf seinen Überlieferungen.

Die mit der Instandsetzung und dem Ausbau der Verkehrswege in England verbundenen hohen Kosten sollen z. T. auf die Wegebenutzer abgewälzt werden. Man denkt dabei an eine jährliche, nach Achsdruck, Raddurchmesser, Felgenbreite und Geschwindigkeit zu bemessende Gebühr. (Auch der Berücksichtigung der im Jahre zurückgelegten Fahrtlängen wird man nicht entraten können.) Gewisse Mindestforderungen betr. verschiedener Abmessungen der Fahrzeuge sollten aufgestellt werden.

Die Frage der Anhängewagen ist eingehend erörtert worden. Dadurch, daß sie meistens in der Spur des Zugwagens fahren, rufen sie eine stärkere Furchenbildung und damit einen erheblichen Verschleiß hervor, an gewöhnlichen Schotterstraßen bedeutend mehr als an geteerten. Von dem naheliegenden Vorschlage, den Anhängewagen eine andere Spurweite vorzuschreiben als den zugehörigen Triebwagen, erwähnt der Bericht nichts.

Die Höchstgewichte der Fahrzeuge betragen in England zurzeit 12 = 4 + 8 t für den beladenen Zug-, und 8 = 4 + 4 t für den beladenen Anhängewagen. Von gewissen Seiten wird die Erhöhung von 12 auf 13 t verlangt. Die Kraftwagenhersteller fordern außerdem die Erhöhung der zulässigen Gewichte um ½ t (für die Achse?), wenn Gummireifen vorgeschrieben werden, was zurzeit nicht der Fall ist. Ein Vorteil der Gummibereifung liegt ohne dies darin, daß wegen des durch sie verursachten sanfteren Fahrens die Konstruktionsteile des Wagens leichter gehalten werden können, so daß sich der Anteil der Nutzlast am Gesamtgewicht vergrößern läßt. Im übrigen ist die Überwachung der Einhaltung von Höchstgeschwindigkeit und Höchstgewichten in England — wie ja auch in Deutschland — keineswegs streng. Die Überlandomnibusse befördern oft über 100 Personen, während nur 36 zugelassen sind.

Bei der Behandlung der Frage der zweckmäßigsten Straßendecke wird lebhaft für die zwar in Amerika, aber noch nicht in England eingeführten Betonstraßen eingetreten. Der Bericht eines der beiden hierüber vortragenden Ingenieure besagt, daß bereits etwa 15 000 km Betonstraßen in Amerika in Betrieb seien. Diese Bauart eignet sich besonders für schweren Verkehr, sie sei billiger als die hier sonst noch in Frage kommenden Holz-, Asphalt-, Teerschotter- oder Kleinpflasterdecken. Die Unterhaltungskosten seien verschwindend klein. Empfohlen wird das Überstreichen der Betonstraßen mit Teer. In England, wo man sich hierbei noch im Versuchszustande befindet, neigt man nach den amerikanischen Erfahrungen sehr zur Verwendung von bewehrten Betondecken wegen der Möglichkeit, die Deckenstärke zu vermindern und der Rissebildung zu begegnen. Auch bei unbewehrtem Beton sei die Einlegung von Eisenbewehrung an den Stellen der Arbeitsfugen zweckmäßig. Gerade auf schlechtem Baugrunde, wo man es vielleicht nicht erwarten sollte, sei bewehrter Beton am Platze, da sich die Decke alsdann über den entstehenden Sackungen frei trage (?) und somit deren Nachteile fortfielen. Das dürfte sich unseres Erachtens wohl nur bei sehr begrenzten Sackungen bewahrheiten. Sehr zugunsten der Beton- und Eisenbetonstraßendecke spricht der niedrige Satz der Unterhaltungskosten.

Von den Richtlinien, die Mr. Matthews Jones über die Anlage von Betonstraßen — unter Zustimmung der Fachgenossen — vorgetragen hat, erscheinen die folgenden besonders beachtenswert:

Wenn eine bestehende Straße eine Betondecke erhalten soll, so wird empfohlen, mindestens 6 Monate vor Beginn des Baues die Anlieger aufzufordern, ihre Heimanschlüsse von Schleusen, Wasser, elektrischem Strom usw. nachzuprüfen

---

[16]) In gleicher Weise werden (s. Abb. 10) zufolge der Krümmung der Senkungskurve nach oben am Senkungsrande die unten gelegenen Decken und Wandteile der Zwischenfelder b Druck, die oberen

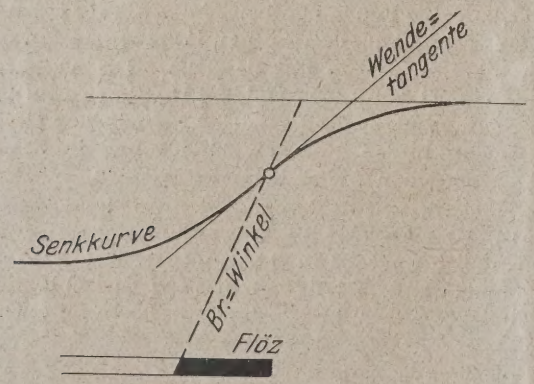


Abb. 10.

Anker Zug erhalten, während es innerhalb der Bruchflächen umgekehrt ist. Da der am Senkungsgebiet gelegene Teil jedoch im Zerrungs-, der im Innern des Senkungsgebietes im Pressungsgebiete liegt, wirken diese Kräfte den Wirkungen der Krümmung der Senkungsfläche entgegen.

und in Ordnung zu bringen. Bei der Herstellung neuer Betonstraßen sind die Leitungen in die Fußwege zu verlegen. An Kreuzungen mit anderen Straßen sind die Kabelleitungen in Rohre zu legen, um Veränderungen an den Kabeln von seitwärts anzulegenden Schachtöffnungen aus vornehmen zu können. So wird von vornherein getrachtet, die kostspieligen Aufbrüche der Betondecke möglichst zu vermeiden.

Für den Bau selbst wird vorgeschlagen, einen Beton zu verwenden, der an Güte dem für Hochbauzwecke üblichen nicht viel nachstehen und, wenn auch weniger fett, doch nicht zu mager sein dürfte. Auf alle Fälle sei es ratsam, eine Bewehrung einzulegen. Über die Art der Bewehrung, insbesondere ob doppelte oder einfache oder etwa nur eine in der Mittelschicht liegende Bewehrung angewendet werden soll, hat sich der Berichterstatter nicht ausgesprochen. Uns erscheint eine doppelte Bewehrung aus dünnen Stäben oder 2 Lagen Streckmetall empfehlenswert. Zur Verhinderung des vorzeitigen Austrocknens wird Begießen empfohlen, was wohl auch ohnedies nicht unterlassen werden dürfte. Die Benutzung der Straßendecke soll erst 4 Wochen nach der Fertigstellung erfolgen.

Als Vorzüge werden gerühmt das Abhalten des Wassers vom Untergrunde, die Staub- und die Schlammfreiheit sowie die Oberflächenrauhigkeit, von der sich unseres Erachtens allerdings nur gegenüber Asphalt sprechen läßt.

Im ganzen erscheint uns die Betonstraße nur da geeignet, wo der Kraftwagenverkehr vorherrscht, denn da die Fugen fehlen, können die Stollen der Pferdehufeisen nicht eingreifen und die stumpfe Härte der Oberfläche schädigt erfahrungsgemäß die Hufe der Zehengänger sehr. Da aber der Kraftwagen auf den Straßen immer mehr die Oberhand gewinnt, werden auch die für ihn besonders geeigneten Straßenbauarten mehr und mehr Verbreitung zu erfahren haben.

Die Teerschotterstraßen sind in England, obgleich sie während des Kriegs nur sehr mangelhaft unterhalten worden sind, noch in einem recht annehmbaren Zustande. Schwerer Verkehr sei an sich nicht schädlich, doch störten die eisernen Radreifen und noch mehr die geriffelten Räder der Zugmaschinen die schützende Oberdecke der Teerstraßen.

Die Kosten des Straßenausbaues würden nach Mr. W. Rees Jeffreys etwa 40 Millionen Pfd. Sterl. betragen; wenn das auch viel klinge, so bedeutet es doch nur knapp ein Pfd. Sterl. auf den Kopf der Bevölkerung im Jahre. Mit diesem Aufwand könnte sich aber England die besten Straßen der Welt schaffen. Welche Bedeutung nach der Ausbreitung des Kraftwagens ein einwandfreies Straßennetz besitze, gehe daraus hervor, daß man in England damit rechnen könne, daß der Güterverkehr mit Lastkraftwagen bis auf 60 km billiger sei als mit der Bahn. (Umladungsersparnisse!)

Die gleichzeitig veranstaltete Ausstellung soll in bester Weise vorbereitet und ausgestattet gewesen sein. Sie umfaßte:

a) Wegebaustoffe,
b) Wegebauwerkzeuge,
c) Fahrzeuge.

Zu a) 1. Asphaltstoffe nebst Lichtbildern von damit ausgeführten Straßendecken.

2. Bewehrte Betonstraßen in verschiedenen Ausführungsarten.

Zu b) Bau- und Reinigungswerkzeuge, Steinschlag- und Betonmischmaschinen, Steinbrecher, Teermaschinen, Teersprengwagen, Dampfwalzen, Motorwalzen, Zugmaschinen (Tractors), Sprengwagen, Kehrmaschinen, von denen einige den Schmutz gleich in einen Behälter sammeln.

Zu c) Lastkraftwagen, fast durchweg mit Gummireifen (!). Die Hinterräder meist doppelt. Die meisten Wagen waren End- oder Seitenkipper, um das Ladegeschäft zu beschleunigen. Besondere Erwähnung verdient der Motorwagen der British Four Wheel Drive Tractor-Lorry Co., bei dem alle Räder Triebräder sind. Die bessere Verteilung der Vortreibkräfte ist ebenso wertvoll wie die größere Leistung auf schlechtem Gelände.

Wie der Kongreß, so sei — besagt der holländische Bericht — auch die Ausstellung in jeder Hinsicht wohlgelungen.

Möchten auch Deutschland bald die Sorgen um das Dringendste genommen werden, damit es Bewegungsfreiheit erlangt zur Vervollkommnung seiner werbenden Anlagen.

Dr.-Ing. W. Kunze.

WIEDERAUFBAU BELGIENS UND NORDFRANKREICHS.

Der Reichsminister für den Wiederaufbau, Herr Dr. Geßler hielt am 7. Januar, nachmittags 2 Uhr im Gürzenich zu Köln über grundlegende Fragen des Wiederaufbaues Belgiens und Nordfrankreichs eine Besprechung ab. Die Einladung zu dieser Besprechung war durch den Verein der Industriellen des Regierungsbezirks Köln an die Vertreter und Stellvertreter im Industrieausschuß des besetzten rheinischen Gebietes, an die Geschäftsführer im Industrieausschuß und an eine Reihe von Interessenten ergangen, und an der Besprechung nahmen auch Vertreter des Handwerks und Arbeitnehmer teil.

Der Reichsminister gab in einstündiger Rede ein Bild über das, was in der Frage des Wiederaufbaues seither an Vorarbeiten geleistet werden konnte. Ein festes Programm des Reichsministeriums für den Wiederaufbau zu geben war er nicht in der Lage, da noch nicht feststeht, wie sich die Entente und insbesondere die französische Wiedergutmachungskommission zu der grundsätzlichen Frage stellt, ob Deutschland Naturalentschädigung oder Geldentschädigung leisten muß. Man hat sich in Deutschland vielfach übertriebene Hoffnungen gemacht und diese in die Worte gekleidet, daß man eine jahrelange deutsche Ausstellung in Nordfrankreich veranstalten wolle. Es steht aber so viel fest, daß man in Frankreich keineswegs eine dauernde deutsche Weltausstellung wünscht.

Die 3 Hauptaufgaben des Reichsministers für den Wiederaufbau sind:

1. die wirtschaftliche Wiedergutmachung in den zerstörten Gebieten,
2. Ausgleich der Auslandsforderungen und der Auslandsschulden und die wirtschaftliche Erledigung der Liquidation der Vermögenswerte der Auslandsdeutschen,
3. Wiederaufbau der deutschen Handelsflotte.

Bezüglich der ersten Aufgabe führte der Minister in der Hauptsache folgendes aus:

Es wird sich zunächst um Lieferungen von Rohstoffen und von Fertigerzeugnissen handeln. Diese Lieferungen werden für uns außerordentlich opfervoll sein. Im Vordergrund steht unsere Verpflichtung, Kohlen zu liefern, und gerade hier ist das Drängen der französischen Regierung außerordentlich starr. Bei uns selbst ist der Kohlenmangel sehr groß und die Schwierigkeiten, die sich im Laufe des Jahres 1919 schon ergeben haben, sind allgemein bekannt. Es kommen hinzu Lieferungen an Vieh, Benzol, chemischen Erzeugnissen usw.

Alsdann kommt in Frage die Wiederherstellung der zerstörten Gebiete. Man hat sich in Deutschland vielfach außerordentlich phantastische Hoffnungen gemacht über alles das, was von uns in Nordfrankreich zu leisten ist. In den nächsten Wochen wird es sich zeigen, was an Leistungen in den zerstörten Gebieten von uns gewünscht wird. Jedenfalls steht fest, daß sich gegen die Beschäftigung deutscher Unternehmer und Arbeiter in Frankreich außerordentlich starke Gegenbewegungen geltend machen. Von politischen Hemmungen ist dabei noch gar nicht die Rede. Zu irgendwelchen festen Abmachungen auf diesem Gebiet konnten wir bis jetzt noch nicht kommen.

Wenn Frankreich die Ausführung von Arbeiten durch Deutschland wünscht, so würde es sich in der Hauptsache um 3 Gruppen handeln:

a) Wiederaufräumungsarbeiten. Hierzu sind bis jetzt in großem Maße deutsche Kriegsgefangene herangezogen worden, nach zuverlässigen Nachrichten sind ständig weit über 100 000 Gefangene damit beschäftigt. Diese Arbeiten werden auch weiterhin in besonderem Maße eine Arbeiterfrage und eine Frage der Transportmittel sein.

b) Bauliche Wiederherstellung. Wir wissen, daß die französischen Architekten mit der Herstellung von Stadtplänen beschäftigt sind, und daß sie das größte Gewicht darauf legen, daß in ihren Händen die geistige Leitung dieser Wiederaufbauarbeiten bleibt. Für uns kommt also zunächst in der Hauptsache die Lieferung von Baustoffen und die Gestellung von Arbeitskräften in Frage. Dazu kommt die Lieferung von Hauseinrichtungsgegenständen.

c) Wirtschaftliche Wiederherstellung. Durch diese sind die Voraussetzungen zu schaffen für das Wiederaufleben der industriellen und landwirtschaftlichen Produktion in Frankreich. Ein Hauptgebiet ist die Wiederherstellung der Bergwerke, und gerade hieran haben wir großes Interesse, weil der Umfang unserer Kohlenlieferungspflicht sich nach dem Wortlaut des Friedensvertrages bemißt nach dem Grad und der Art der Herstellung der französischen Bergwerke. Die französische Regierung hat die Wiederherstellung der Bergwerke mit großer Energie in Angriff genommen, und die Produktion vieler Gruben hat sich bis jetzt in erheblichem Maße gehoben. In den von Grund aus zerstörten Gebieten dagegen wird die Wiederherstellung der Bergwerke sehr mühsam und umfangreich sein auch schon deshalb, weil viele Gruben ganz unter Wasser stehen und das Auspumpen große Anlagen erfordert.

Wenn man als feststehend annimmt, daß Deutschland beim Wiederaufbau Nordfrankreichs beteiligt wird, so sind für uns 2 Hauptfragen besonders bemerkenswert:

1. In welcher Form wird die Vergebung der Arbeiten in den zerstörten Gebieten selbst vor sich gehen? Im Zusammenhang damit wird eine ganz besondere Rolle spielen, in welcher Weise für die Anwerbung, Unterbringung und Verpflegung der Arbeiter gesorgt wird, und wie die Arbeitsverhältnisse geregelt werden müssen.
2. In welcher Form soll die Vergebung der Bestellungen erfolgen, die in der Heimat ausgeführt werden und dann in die zerstörten Gebiete gebracht werden müssen?

Bezüglich der Beteiligung Deutschlands überhaupt müssen zunächst, wie schon erwähnt, alle Vorbehalte gemacht werden. In Belgien hat man sich auf direkt ablehnenden Standpunkt gestellt, in Frankreich sucht man ausländische, aber nicht deutsche Arbeiter heranzuziehen. Die deutsche Regierung hat in Paris den Standpunkt einnehmen müssen, daß für alle Arbeiten, die im zerstörten Gebiet zu leisten sind, das Deutsche Reich als Generalunternehmer auftritt. Sollte die französische Regierung neben der Vergebung an das Deutsche Reich als Generalunternehmer auch noch private Unternehmer heranziehen wollen, so kann dies von der deutschen Regierung nicht gehindert werden. Diese Arbeiten müssen dann aber auf Rechnung und Gefahr der Beteiligten selbst gehen, und die deutsche Reichsregierung kann keinen Einfluß darauf nehmen, hauptsächlich auch im Hinblick auf die Verhältnisse im besetzten Gebiet. Eine Verpflichtung kann die deutsche Regierung nur übernehmen bezüglich der Arbeiten, die ihr selbst als Generalunternehmer übertragen werden. Tritt das Deutsche Reich als Generalunternehmer auf, so ist zu regeln die Vergebung der Arbeiten an das deutsche Baugewerbe, und es ist zu regeln die Arbeiterfrage. Der Reichsminister hält es für ausgeschlossen, daß wir in den uns zugewiesenen Abschnitten eine große Menge von Losen schaffen können, um dadurch etwa alle deutschen Bauunternehmer zu beschäftigen. Er glaubt vielmehr, daß zwar eine Anzahl Lose geschaffen werden kann, daß aber zur Übernahme dieser Lose die Interessenten selbst sich zu leistungsfähigen Verbänden zusammenschließen müssen, in der Weise z. B., daß das Baugewerbe der Rheinprovinz einen bestimmten Abschnitt übernimmt. Ebenso kann auch die Arbeiterfrage, die Anwerbung in der Heimat, die Unterbringung der Arbeiter im zerstörten Gebiet und dergl. nur einheitlich gelöst werden. Ebenso gehört dahin die Schaffung sozialer Einrichtungen, das Festhalten der französischen Regierung an dem Standpunkt, daß die deutschen Arbeiter auch in Frankreich unter dem deutschen sozialen Gesetz stehen.

Was die Lieferung von Baustoffen und anderen Fertigerzeugnissen anbetrifft, so soll diese Aufgabe keineswegs nach der Art einer Berliner Kriegsgesellschaft durchgeführt werden. Daran ist seither festgehalten worden, und es wird in Zukunft nach diesem Grundsatz verfahren werden. Es muß aber bedacht werden, daß bei der ungeheueren finanziellen Belastung, die aus dem Vollzug des Friedensvertrages für das Deutsche Reich entsteht, die einzelnen deutschen Bundesstaaten das größte Gewicht darauf legen, daß alle Arbeiten anteilmäßig auf die einzelnen Bundesstaaten verteilt werden. Die Regierungen der einzelnen Bundesstaaten fordern, daß die Entwicklung, die in den letzten Jahren Platz gegriffen hat, in dieser Beziehung beibehalten wird. Für solche Massenartikel (Türen, Fenster, Beschläge usw.) werden Preußen, Bayern, Württemberg usw. ihre Anteile bekommen. Schon aus Transportgründen aber wird eine durchaus mechanische Zuteilung in dieser Weise nicht möglich sein. Es soll vielmehr hier zwischen den einzelnen Bundesstaaten ein zentraler Ausgleich geschaffen werden insofern, als einzelne Staaten, die in einem Wiederaufbaubereich benachteiligt werden, bei anderen Arbeiten (Aufbau der Handelsflotte usw.) in besonderer Weise berücksichtigt werden. Es wird sehr schwer sein, dieses Problem glatt zu lösen, und wie man es machen wird, wird es vielleicht falsch sein.

Die Reichsregierung hat die Absicht, diese Aufträge an die Fachverbände der Industrie zu vergeben und die Verteilung der Arbeiten diesen Fachverbänden zu überlassen. Dies ist auch schon deshalb nötig, weil in Zukunft ein Teil der deutschen industriellen Erzeugung den Bedarf der Heimat decken muß, der zweite Teil zur Erfüllung des Friedensvertrages dienen muß, der dritte Teil erst für den Weltmarkt zur Verfügung gestellt werden darf. Dieser letzte Teil wird erst zur Verfügung stehen dürfen, wenn die Forderungen des Friedensvertrages erfüllt sind. Die einzelnen Industrien müssen sich also eine gewisse Aufsicht gefallen lassen, und gerade aus diesen Gründen wird die deutsche Reichsregierung zur Vergebung der Aufträge an die Fachverbände der einzelnen Industrien gedrängt. Die deutsche Industrie muß sich vor Augen halten, daß zwischen der künftigen deutschen Ausfuhrpolitik und den Bestimmungen des Versailler Vertrages außerordentlich enge Beziehungen bestehen, und es soll deshalb in Zukunft alles in die Hände der Fachverbände gelegt und diesen eine Art Selbstverwaltung gegeben werden. Wünschenswert ist es, daß bestehende leistungsfähige Fachverbände zu Lieferungsverbänden ausgebaut werden.

Es ist bekannt geworden, daß französische Besteller oft unmittelbar mit deutschen Fabrikanten in Verbindung getreten sind. Dieses Verfahren wird die deutsche Reichsregierung fördern und unterstützen, sobald die grundlegenden Fragen durch die Verhandlungen mit der französischen Regierung geklärt sind. Aber auch hierbei muß das Reichsministerium für den Wiederaufbau eine Art Kontrolle haben, die durch die Fachverbände geschaffen werden soll. Wir können es wirtschaftlich und politisch nicht ertragen, daß aus den Arbeiten, die aus dem Friedensvertrag erwachsen, und aus den Gewinnen dieser Arbeiten sich eine Art Nachkriegsgewinnblüte breit macht. Die deutsche Industrie sollte diesen Ruf verstehen und bedenken, daß es bei der ganzen Aufgabe nicht auf private Gewinne allein ankommen kann, und daß der beste Egoismus immer der Patriotismus ist. Es steht jedenfalls fest, daß sich vielleicht durch den direkten Verkehr zwischen französischen Bestellern und deutschen Erzeugern ein Weg finden läßt, der zum Erfolg führen wird.

Zur Arbeiterfrage führte der Reichsminister noch aus, daß, wenn wir 200 000 Mann nach Frankreich bringen müssen, hierin eine bedeutende organisatorische Aufgabe liegt. Es bedeutet dies die Beförderung, die Unterbringung und die Unterhaltung von 5 kriegsstarken Armeekorps. Das Reichsministerium für den Wiederaufbau steht deshalb in Fühlung mit den deutschen Gewerkschaften und beabsichtigt, das Arbeitsverhältnis durch einen Tarifvertrag zu regeln, die Maßnahmen für die Zeit außerhalb der Arbeit aber in die Hand eines Selbstverwaltungskörpers zu legen, also in die Hand der Arbeiter selbst oder von gemeinnützigen Vereinigungen, die für das Wohl und die Unterhaltung der Arbeiterschaft zu sorgen haben. Hierüber wird mit den Vertretern der Arbeiterschaft selbst noch eingehend verhandelt werden müssen.

Bezüglich der Frage der Baustoffe werden wir versuchen müssen, daß möglichst viel an Ort und Stelle selbst hergestellt wird. Wir sind dazu schon deshalb gezwungen, weil wir in der Heimat an einem ungeheuren Baustoffmangel leiden, und weil es unsere Transportverhältnisse nicht gestatten, daß wir mit diesen Massenlieferungen unseren stark belasteten Verkehr noch weiter belasten.

Zu der Beschwerde der deutschen Architektenschaft, daß sie zu den Wiederaufbauarbeiten nicht in entsprechender Weise herangezogen werde, bemerkte der Reichsminister, daß diesem Wunsch der deutschen Architektenschaft die schon am Anfang erwähnten Forderungen der französischen Architekten entgegenlaufen. Wenn es aber zur Vergebung von großen Baulosen an Deutschland kommt, so wird der deutsche Architekt nach Ansicht des Reichsministers der Vermittler werden zwischen Regierung und Baugewerbe. W. P.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister-Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Über das Blockwalzen. Von Dr.-Ing. C. Kieselbach, Düsseldorf. Mitteil. vom Walzwerksausschuß des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute. 4 Seiten in Stahl und Eisen 1920, Nr. 3.

Über hochwertige Spezial-Portlandzemente. Besprechung der Versuche des Eisenbetonausschusses des Ö. Ing.- und Architektenvereins (Heft 8 von dessen Mitteilungen) und des bekannten Spindelschen Vortrages auf der Tagung des D. B. V. im September 1919 in Nürnberg (der im Bauingenieur Heft 4 abgedruckt ist) durch Dr. Endell in Zement 1920, Nr. 3.

Eine neue Bauweise. Besprechung der aus Amerika nach Europa verbrachten Torkret-Bauweise, die mit gewöhnlichem Beton geringer Korngröße arbeitet, jedoch eine besondere Art des Aufbringens anwendet. Es wird ein Hochdruck-Betonspritzverfahren benutzt. Beton und Eisen 1920, Heft 1.

Hyperit. Ein Streckungsmittel für Portlandzement bei untergeordnetem Verwendungszweck. Beton und Eisen 1920, Heft 1.

Statik und Festigkeitslehre.

Die Berechnung der Knicksicherheit von Druckgurten offener Brücken. Von Dr. Friedrich Bleich in der österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1919, Nr. 52. Bleich erklärt die von Zimmermann und von Müller-Br. angegebenen Verfahren für zu langwierig in der praktischen Anwendung, die Engessersche Formel aber für die meist vorkommenden Fälle für unbrauchbar. Bl. berücksichtigt auch den Knickmodul E′. Anwendung der Gleichung der Biegelinie $\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{E'J}$, ferner der Eulerschen Gleichung in der Form $\frac{d^2 . E'J}{l^2} = S_e$, wobei S_e die Knickkraft, gemessen ist (Tetmajer) und zur Ausdrückung von E′ dient, also

$$\frac{S_e l^2}{\pi^2} \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = -M_x.$$

Voraussetzung ist gleiche Stabkraft, gleiche Länge und gleicher Querschnitt bei allen Obergurtstäben. Die weiteren Ableitungen sind der Schwierigkeit der Aufgabe entsprechend zu verwickelt, um hier näher angegeben werden zu können.

Zeichnerisches Verfahren zur Ermittelung der ungünstigsten Laststellung bei Einflußlinien. Von Kand. ing. Fritz Rudolph, Dresden im Zentralbl. d. Bauverw. 1920, Nr. 6. In sehr einfacher Weise wird hier die ungünstigste Stellung zweier sich in festem Abstand folgenden Streckenlasten (die verschiedene Einheitslast haben können) auf zeichnerischem Wege gefunden. Solche Streckenlasten von fester Länge und fester Belastungseinheit treten immer dann auf, wenn die Fahrbahnoberkante parallel zur Fahrbahntafel ist bzw. wenn überhaupt eine Art Fahrbahntafel besteht.

Versuche über den Erddruck gegen Stützwände. Von Geh. Oberbaurat Prof. Dr. ing. Fr. Engesser, Karlsruhe. Zeitschr. f. Arch. und Ing.-Wesen 1919, Heft 5. Mitteilung der Versuchsanordnung (mit Abb.) und der Messungsergebnisse. Berücksichtigung der Reibung zwischen Wand und Erde. Hinweis darauf, daß diese in ungünstigen Fällen auch den Erddruck vergrößern kann, z. B. beim Füllen von Trockendocks und wann immer eine Abwärtsbewegung der Mauer erfolgt.

Verfahren zur Spannungsermittlung in Eisenbetonquerschnitten bei Biegung mit Achsdruck. Dipl.-Ing. E. Elwitz gibt im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 5, auf dem Raume einer Seite eine sehr nützliche Rechnungsweise an zur Spannungsberechnung in exzentrisch belasteten Eisenbetonquerschnitten. Es hat den Zweck zur Nachrechnung, nicht aber zur Bemessung zu dienen. Für den letzteren Zweck liegen eine Reihe in den letzten Jahren veröffentlichter Verfahren vor.

Die statische Berechnung von Schwimmdocks und ähnlichen Eisenwasserbauten. Von Dr. techn. L. Karner, Sterkrade. Umfangreiche theoretische Arbeit in Der Eisenbau 1920, Heft 1 und 2.

Zeichnerisches Verfahren zur Ermittelung der Stützenmomente und Stützendrucke durchgehender Träger. Von Dr.-Ing. J. Thieme, Priv.-Doz., Buxtehude. Zeitschr. f. Arch. und Ing.-Wes. 1919, Heft 5. Verfasser gibt dem hier abgeleiteten zeichnerischen Verfahren gegenüber dem rechnerischen den Vorzug.

Die Flüssigkeitsseillinie. 2 Zuschriften zu der im Zentralbl. 1919, S. 565 folg. veröffentlichten Arbeit von Jakoby-Riga. In beiden Zuschriften wird auf frühere Veröffentlichungen gleichen Inhalts verwiesen. Zentralbl. d. Bauv. 1919, Nr. 105, S. 631. Vgl. Lit. Schau Heft 2, S. 55.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

Eine Hochbahn für Erztransport aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Gaehme, Hannover, in „Zement" 1920, Heft 3. Auffallend sind die Bedenken gegen die übliche Stoßweise für lange Eiseneinlagen.

e) Eiserne Brücken.

Die Entlastung des Windverbandes bei Hängebrücken durch die Kabel. Von N. Royen, Stockholm. Verfasser behandelt die gleiche Frage, der Melan im Handbuche der Ing.-Wiss., 2. Bd., 5. Abt. nachgeht. Es wird angenommen, daß die Kabel in lotrechten Ebenen liegen und festgestellt, welche wagerechten Kräfte sie bei der wagerechten Durchbiegung des Windträgers aufnehmen. Der Eisenbau 1919, Heft 11, S. 239 bis 243.

Neue Vorschriften für die Berechnung und Prüfung eiserner Brücken in Frankreich. In der Schweizerischen Bau-Zeitung vom 27. XII. 1919 bespricht Zivilingenieur H. Hartmann in Zürich in einem längeren, französisch geschriebenen Schriftsatze die am 1. I. 1916 in Frankreich eingeführten neuen Vorschriften, die durch einen Ausschuß des Conseil général des Ponts et Chaussées unter Begutachtung durch die beteiligten Fachkreise zur Ersetzung der Vorschriften von 1891 ausgearbeitet worden sind. Sie sollen die damaligen an Freiheitlichkeit noch übertreffen; ihr Hauptvorteil bestehe in der Abschaffung der nur auf dem Herkommen beruhenden Regeln und einer Vereinfachung der Rechnung unter Ausschaltung von nur theoretischen Rechnungsgängen. Die Vorschriften lassen sehr viel freie Hand,

sie bestimmen nicht den Baustoff, nicht stellen sie Forderungen über deren Untersuchungen auf usw. Der Entwurfsverfasser soll sich mit der Prüfungsbehörde auseinandersetzen, ihr seinen Entwurf begründen. Der Behörde wird — indem ihr der Wortlaut geschriebener Bestimmungen vorenthalten wird, ein gut Teil Verantwortung absichtlich aufgebürdet. Zur Beratung sind Erläuterungen und Richtlinien beigegeben. Übersicht über die Bestimmungen, die in 4 Gruppen (Unterteilungen sind nicht gemacht worden) zerfallen: 1. Vollspur-, 2. Meterspur-, 3. Straßen-, 4. Kanalbrücken.

Die Wiederherstellung der Donaubrücke bei Cernavoda durch die Man, Werk Gustavsburg. Zeitschr. d. V. d. Ing. 1920, Heft 1 und 3. Umfassende Besprechung mit vielen Abbildungen.

Die einarmige Klappbrücke, Bauart Strauß, von 79,25 m Spannweite. Engineering News-Record 25. XII. 1919. 22 Zeilen, Auszug in der Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 5.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Amtliche Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. Dezbr. 1919. Wortlaut des Erlasses, der sehr umfassend ist, findet sich in Nr. 8 des Zentralbl. d. Bauv. 1920.

Hohlwände aus gewöhnlichen Ziegelsteinen. Mit gut erläuternden Abb. werden besprochen der Tebeverband, der Stodieckverband, die Tauberwand und die patentierte Katonawand. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 5.

Mißerfolg der Lehmbauweise. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 8, behauptet, daß die Überwachung der Wohnungsbauten fast überall das Ergebnis gezeitigt hat, daß der Lehmbau nicht als zweckentsprechenden Ziegelersatz angesehen werden könne.

Versicherungsbedingungen für Lehmstroh- und Lehmretdächer. Im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 8, teilt C. Voß, Arch. in Burg auf Fehmarn, die für Schleswig-Holstein vorgeschlagenen Versicherungsbedingungen mit, die ein Entgegenkommen für die genannten Deckungsarten darstellen. Sie werden als harte Deckung anerkannt, wenn sie den gestellten Bedingungen entsprechen.

Lehmdächer oder Ziegeldächer. Lehmdächer werden ganz verworfen; die Arbeit von Regbmstr. Neumann, Neu-Ruppin, in der Technischen Rundschau 1919, Nr. 37, wird angeführt. N. spricht sich für Stroh- und noch mehr für Schilfdachanwendung bei geeigneten (feuerungslosen) Gebäuden aus. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 7, S. 59.

Eine zerlegbare Einfriedigung aus Eisenbeton. Baurat Herzka. Die Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst bringt in Nr. 3 des Jahrg. 1919 eine zwar sehr zweckentsprechende, aber nichts Neues bietende Einfriedigung, die aus Einzelteilen zusammengesetzt wird.

Massenherstellung von Zementdielen auf der Vertikal-Dielenformmaschine „Puck". Von Franz Erdmenger, Oranienburg. Beschreibung von Maschine und Arbeitsvorgang kurz in der Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 6.

Wasserbau.

a) Grund- und Uferbau.

Ein neuartiges Verfahren (von E. Bignell) zum Absenken von Eisenbetonpfählen bespricht nach Engineer vom 14. 9. 19 die Z. d. V. d. I. in Heft 3 1920. Kennzeichen: Druckwasserohr mit Düse zum Aufspülen des Bodens an der Pfahlspitze und innerhalb dieses Rohres ein engeres Steigrohr zum Abführen des aufgewühlten Erdreiches. Wir können hierin keine Neuheit erblicken.

Das Einbetonieren von Verankerungen unter Wasser. Baurat Knoetzelein teilt im Zentralbl. d. B. 1920, Nr. 10, mit, wie man beim Ausbau der Staustufen der Oder bei der Herstellung der Nadelwehre, die 4 m und mehr Bockabstand hatten, die Verankerung unter Wasser so hergestellt hat, daß sie einerseits voll an die Platte angehängt war, zum anderen aber nicht dem Wasser Eintritt gewährte und dadurch etwa die Wasserhaltung erschweren konnte. Mit Abb.

Über Sohlenwasserdruck bei Staumauern mit entwässerter Gründungsfläche. Eingehende Besprechung mit Abb. des Buches, von Reg.-Baumstr. Link mit dem obigen Titel geschrieben hat.

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft. Wasserbewegung.

Die Wasserwirtschaft in der Mark und ihre zukünftigen Aufgaben. Von Reg.- u. Baurat Mattern, Potsdam. I. Allgemeines über die bisherige märkische Wasserwirtschaft. Bisherige Entwicklung. II. Ausbau der märkischen Wasserwirtschaft: 1. Landeskultur, 2. Verkehr, 3. Meliorationen, 4. Wasserversorgung Groß-Berlins. III. Planmäßige Wasserwirtschaft für die Mark. 1. Wasseraufspeicherungen, 2. aufspeicherbare Wassermenge, 3. Eignung der Bodenverhältnisse in der Mark. IV. Allgemeine volkswirtschaftliche Gesichtspunkte. 19 Seiten in Technik und Wirtschaft 1919, Nr. 11 und 12.

Die stationäre gleichförmige Bewegung in Flüssen und Kanälen, bei Berücksichtigung der Turbulenz. Von Ing. J. Kozeny, Wien. Mathematisch-physikalische Untersuchungen unter Beachtung der Versuchsergebnisse. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baud. 1920, Heft 2. Forts. folgt.

c) Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

Jahresbericht der Internationalen Rheinregulierungskommission für 1918 (25. Baujahr). Auszug von 1½ Seiten Länge in der Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1919, Nr. 52. Es handelt sich um Arbeiten am Oberlaufe des Rheins.

Die Erweiterung des Admiralitätspiers im Dover-Hafen. Einem Bericht von Mr. Fitzgerald Wilson vor der Institution of Civil Engineers entnimmt Civil Engineering vom Jan. 1920 knapp gefaßte Angaben. Es sind Verlängerungen der Piere und ein 4200 m langer Wellenbrecher ausgeführt worden. Der ganze Hafen umfaßt jetzt — ohne den Handelshafen — 610 Acres.

Die Kanalisierung der holländischen Maas. Besprechung von Ottmann, Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 2, mit 3 Abb., 2½ Seiten.

d) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Mitteilungen aus dem Dresdener Flußbaulaboratorium. II. Weitere Versuche über Streichwehre. Von Hubert Engels. In der Zeitschr. d. V. d. I. 1920, Nr. 5. Der Inhalt wird in der Zusammenfassung wie folgt angegeben: Die früheren Versuche über gerade Streichwehre in rechteckigen Gerinnen gleichbleibenden Querschnittes sind durch Versuche über gerade und schräge Streichwehre in Verengungen rechteckiger Gerinne zum Abschluß gebracht worden. Mitteilung sämtlicher Versuchszahlen, Erläuterung und Begründung der neuen Ausflußformel. (5½ Seiten.)

Versuche über Wasserundurchlässigkeit von Putzmörtel mit verschiedenen Dichtungsmitteln. Mitteilungen von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Lange, Hemfurth in der Z. f. Bauw. 1919, Heft 10—12 (Auszug in der Schw. B.-Ztg. vom 10. I. 1920) über die beim Bau der Edertalsperre angestellten Versuche. Sie haben ergeben, daß der Mörtel ohne Dichtungsmittel ebenfalls die Durchlässigkeit o im Probekörper aufweise. Beimengungen also überflüssig und wegen der Festigkeitsverminderung nur nachteilig. Anstriche dagegen ratsam. Waldecker Sperre hat doppelten Siderosthen-Anstrich erhalten.

Einige moderne Turbinenanlagen. In der Schweizerischen Bauzeitung 1919, Nr. 22—26, werden von Ing. A. Huguenin, dem Direktor der A. G. Escher Wyß & Co., Zürich, eine Reihe neuerer großer Wasserkraftanlagen vorgeführt. 1. die drei Mainkraftwerke Krotzenburg, Kesselstadt und Mainkur. Der Bau der Turbinen selbst wird nur kurz, im übrigen wird aber die Gesamtanlage und der Bau des Turbinenhauses in Wort und Bild eingehend vorgeführt. (10 Abb.) Höchstleistung 600 PS. — 2. Anlage Schönenburg (Sieber & Wehrli, Zürich), 100 PS. 3. Anlage Derendingen der Ver. Kammgarnspinnereien (600 PS). 4. Anlage Freienstein der A.-G. Blümer & Biedermann (264 PS). 5. Kraftwerk Eglisau (6000 PS). 6. Kraftwerk Mühleberg (8100 PS), 19,8 m Gefälle. 7. Die Kraftanlage am Lac d'Oô bei Luchon (6200 PS), 800 m Gefälle.

Der Main—Donau-Kanal als Kraftquelle. Kurze Besprechung des Planes von Hallinger, Wasser aus der Donau, besonders aus dem Lech, nach dem tiefgelegenen Main überzuführen. Gewinnung von über 200 m nutzbaren Gefälles. Im Rahmen der von den Schiffahrtsbedürfnissen gezogenen Grenzen. Gewinnung von 500 000 PS, wenn die Wasserkräfte auf dem Wege nach Norden ausgenutzt werden, gegenüber 60 000 PS bei Ausnutzung innerhalb des Donaugebietes. Eine Spalte in der Zeitschr. d. Ö. Ing. u. Arch.-Ver. 1920, Nr. 2.

Die Wasserwerke von Resicza. Österr. Wochenschrift f. d. ö. Baudienst 1920, Heft 1. Beschreibung einer Wasserkraftgewinnung nach den Wasserbaulichen Publikationen 1912, herausgegeben vom ungar. Ackerbauministerium. Die von Inspektor Martinek entworfene Planung ist 1901—1904 verwirklicht worden und betrifft die Berzava. 2 Seiten Text, 3 Tafeln.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Die Bedeutung des Bausystems bei der Ausführung von Eisenbahntunneln. Ing. C. Andreae, Zürich, stellt in der Schw. B.-Ztg. vom 17. und vom 24. I. 1920 fest, daß viele Mängel in Tunneln von der Nichtbeachtung der anerkannten Vorschrift herrühren, daß dem Ausbruche die Ausmauerung möglichst rasch zu folgen habe. Erst durch das Stehenlassen des unvermauerten Ausbruches entstünden Bewegungen in den Gebirgsmassen, die alsdann zur Entstehung sehr erheblicher Druckkräfte führten. Es wird dann das österreichische und das belgische System untersucht. Sehr beachtenswert erscheinen auch die Erörterungen über die Lage des Richtstollens (Sohle oder First). Im letzten Abschnitte befaßt sich der Verfasser mit der Frage der zweckmäßigsten Arbeitseinteilung (Stollenlänge, Mauerungszonen usw.). Die Arbeit enthält viele Literaturhinweise.

Simplon-Tunnel II. Schw. B.-Ztg. vom 24. Januar 1920 weist auf die Wiederaufnahme der seit Juli 1918 unterbrochenen Arbeiten im November 1919 hin und macht Angaben über die Leistungen im November und Dezember 1919.

Straßenbau.

Das zukünftige Verkehrsmittel auf den Straßen der deutschen Alpenländer, das Elektromobil. Von Ing. J. Duhm, Bau-Oberkommissär, in der Österr. Wochenschr. f. d. ö. Baud. 1920, Nr. 5. Kohlenmangel, Wasserkräfte, Elektrifizierung der Eisenbahnen. In der Zwischenzeit elektrische Kraftwagen. Beschaffung aus dem Auslande unvermeidlich. Valutaschwierigkeiten. Tauschen mit Holz vorgeschlagen. Das erscheint ein Trugschluß. Holz ist ohnehin Tauschobjekt. Könnte man die Lieferung von Holz an das Ausland beliebig steigern, gäbe es ja keine Not mehr in Österreich; wie die Kraftwagen, so könnte man allen anderen Bedarf mit Holz unter Umgehung der Valuta erkaufen.

Über Betonstraßenbettungen und deren Berechnung. Von Ing. Dr. Wilh. Vieser, Wien. Der Zement 1920, Nr. 2. Die weitgehende Verwendung von Beton für die Straßendeckenherstellung in Amerika findet immer mehr Beachtung auch auf dem europäischen Festlande. Man hat in Amerika Überlandstrecken für Lastwagenkolonnen statt Eisenbahnen gebaut. 15—30 cm Grundbetonschicht 1 : 3 : 7, fünf cm Deckbetonschutt 1 : 2 : 4. Nach Darlegung dieser Verhältnisse Vorführung einer statischen Untersuchung derartiger Decken auf nachgiebiger Unterlage, die wohl nur als theoretische Betrachtung zu werten ist.

Eisenbahnbau und -betrieb.

Die Erweiterung des Hauptbahnhofes Zürich. Die umfangreiche Veröffentlichung über die Beurteilung der Entwürfe und die Weiterbearbeitung der Planung durch die Gutachter findet in der Schw. B.-Ztg. v. 27. XII. 1919 ihren Abschluß.

Große Bahnhofshallen und kleine Bahnsteigdächer. Der Verkehrstechn. Woche 1919/32 entnimmt die Öst. Woch. f. d. ö. Baud. 1920, Nr. 5, einen Auszug aus einer Arbeit von Blum unter obigem Titel. Blum bezeichnet aus vielen Gründen die Bahnhofshallen als verfehlt.

Güterbeförderung auf Straßenbahnen usw. Von Staatsbahnrat Ing. Wilh. Neumann in der Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1920, Heft 2 u. 3. Besprechung der bisherigen Ergebnisse der Güterbeförderung auf den Straßenbahnen in Deutschland. Mitteilung der Ergebnisse einer Rundfrage des Vereins Deutscher Straßen- und Kleinbahn-Verwaltungen. Eingehende Vorschläge für die Hebung der Güterbeförderung durch die Wiener Straßenbahnen. Vorschläge hierzu in 7 Punkten. Verfasser wünscht außerdem die Müllabfuhr, die Straßensprengung und die Beförderung von Leichen nebst Trauergästen durch die Straßenbahnen vollzogen zu sehen.

Güterbeförderung auf Straßenbahnen. Ing. Herm. Littrow, Hofrat i. R., gibt in der Österr. Woch. f. d. ö. Baud. 1920, Nr. 2, einen Überblick über die Verwendung der Straßenbahn zur Güterbeförderung in Vergangenheit und Gegenwart in den verschiedenen Städten (besonders in Wien) Europas und Amerikas. Es wird betont, daß Deutschland ziemlich, England noch mehr zurückstehe. Warmes Eintreten für die besprochene Verwendung besonders in Österreich.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie -Schiffbau.

Allgemeines über Eisenbeton.

Holz und Schilf als Ersatz des Eisens in der Zugbewehrung. Dr. v. Emperger in Beton u. Eisen 1919, Heft I, IV/V und VII/VIII, Zugfestigkeit von Schilf i. a. 200—300 kg/qcm nach Feststellungen des Techn. Mil.-Komitees in Wien. Zulässige Beanspruchung danach etwa 40 kg/qcm. Die Wirkung einer 1 %igen Eisenbewehrung könne durch eine 15 %ige Schilfbewehrung erzielt werden. Bewehrung auch nach Grimm (Wien) mit Holz-Zugeinlage. Sicherung erforderlich: 1. gegen Fäulnis (durch Tränkung), 2. gegen die Raumveränderung des Holzes bei Veränderung der Feuchtigkeit. Mitteilung einiger Ausführungen in Holzbeton: 1. Stiegenstufe mit Hohlräumen, 2. ein kleines und ein größeres (700 t) Motorschiff (im Bau begriffen). Versuche des Verfassers mit Balken mit Holz-Zugbewehrung. Diese ist unten angesetzt und kann gleich als Schalungssohlbrett dienen. Verbundwirkung durch Bügel. Die Arbeit enthält viel beachtenswerte Versuchsergebnisse. Hierbei sei auch an die von der Fa. Kell & Löser herausgebrachte Holzbalkenart mit oben angeordneter Holzlage erinnert.

Das erste Eisenbetonschiff in Ungarn. Von Ing. Gerh. Neumann, Erbauer: Werft Fulvia in Györ mit der Eisenbetonfirma Ch. Rings u. W. Custer, Preßburg-Wien, der der Verfasser angehört. — Beschreibung der besonderen Schwierigkeiten eines derartigen Baues in Ungarn während des Krieges und der kommunistischen Herrschaft. Bauzeit deshalb 1½ Jahre. Größte Abmessungen: 53,10—8,20—2,40 m. Völligkeit 0,815. Nutzwasserverdrängung (also Tragfähigkeit) 500 t bei 2,3 m Tiefgang, 350 t bei 1,90 m Tiefgang. Das Heck ist — neuartig — als Kragplatte ausgeführt. Die Schotten sind nur 6 cm stark, haben aber sehr große Höhe. Angaben über die Biegungsmomente für den gesamten Schiffskörper. Stapellauf bei geeignetem Wasserstande — vermutlich erst im Februar — zu erwarten. Beton u. Eisen 1920, Heft 1.

Herstellung und Einschalung von Eisenbeton-Pilzdecken nach Dr. Bauer und Dr. Mautner, Düsseldorf. Besprechung der Vorteile der Pilzdecken, besonders nach der Veränderung der Preisverhältnisse; Besprechung der besonderen Schalungsanbringung nach Bauer und Mautner, die die Schalung an eisernen Gurtbögen aufhängen. Diese Eisenbögen stützen sich mittelbar auf die gußeisernen Kerne der Säulen. Beton u. Eisen 1920, Heft 1.

Beton für die Landwirtschaft. Beton u. Eisen 1920, Heft 1, bringt eine Übersicht über die Anwendungsmöglichkeiten des Betons in der Landwirtschaft, wie sie auf der im Sommer 1919 stattgefundenen Royal Agricultural Show in Cardiff (einer jener berühmten englischen landwirtschaftlichen Ausstellungen) gezeigt worden sind.

Das „Allbau-System" als einfachste Sparschalung. Besprechung des Wesens und der Anwendung dieses Bauverfahrens, das auch auf der Baufachausstellung in Berlin im Winter 18/19 und auf der Baumesse in Leipzig 1919 vorgeführt worden ist. Es ist für die Herstellung von Eisenbeton- oder Betonwänden bestimmt und benutzt fertige Einheitsteile aus Blech. Beton u. Eisen 1920, Heft 1.

Eisenhochbau.

Neuere Systeme von Luftschiffhallen. Von W. L. Andrée. Längere Arbeit (19 Seiten) mit vielen Abbildungen. Erörterung der statischen Verhältnisse, vornehmlich aber Vorführung und Besprechung verschiedener Systeme. Der Eisenbau 1920, Heft 1, S. 18.

Ein englischer 250 t-Schwimmkran. Nach Engineer vom 5. VII. 1919 beschreibt die Z. d. V. d. I. 1920, Heft 3, einen in England erbauten 250 t-Kran mit 30,5 m Ausladung. Bei 45,8 m Ausladung Tragkraft 50 t. Besonders bemerkenswert ist die Heb- und Senkvorrichtung für den Kranarm. 4 Abb.

Städtischer Tiefbau.

Gasgewinnung aus Klärschlamm. Von Oberbaurat Trautmann, Leipzig, Zeitschrift d. V. d. Ing. 1920, Heft 5 u. 6. Untersuchung der verschiedenen Schlammverwertungsmöglichkeiten nach der wirtschaftlichen Seite unter Beziehung auf die an verschiedenen Orten gemachten Erfahrungen. In jedem Falle ist mit der Schlammverwertung ein hoher Kostenaufwand verbunden.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung.

Ein Geschäftsjubiläum. 25-jähriges Bestehen der Fa. Rud. Wolle-Leipzig. 3 Spalten Würdigung der Verdienste der Firma und Beschreibung des Feierverlaufes in der Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 8, S. 66/67.

Theorie und Praxis des Studiums in der Geologie und Geomorphologie an Technischen Hochschulen. Von Vincenz Pollack, Wien, erscheint in der Österr. Wochenschr. f. d. ö. Baudienst 1920, Heft 4, ein Beitrag, der bei der Beratung über die Hochschulreform Beachtung finden sollte.

KURZE TECHNISCHE MITTEILUNGEN.

Neue Untersuchungen über den Zerfall der Hochofenschlacke.

Der volkswirtschaftlich so ungeheuer wichtigen Verwertung der Hochofenschlacken stand bis zu einem gewissen Grade die Unsicherheit über ihre Beständigkeit, d. i. Sicherheit gegen Zerfallen, hindernd im Wege. Die Hochofenschlacke liefernden Werke lehnten es ab, Gewähr für die Beständigkeit ihrer Schlacken zu übernehmen und die Verbraucher verlangten anderseits diese Gewährleistung.

Der Verein deutscher Eisenhüttenleute hat, um weiter Aufschluß über die Frage der Schlackenbeständigkeit zu erlangen, umfangreiche Untersuchungen in der Zeit von 1914 bis 1919 an der Technischen Hochschule Berlin durchführen lassen. Der Zweck war, ein Verfahren zu finden, geeignete von ungeeigneten Hochofenschlacken zu unterscheiden, so daß jeder Abnehmer sich vorher über die Brauchbarkeit der Schlacke für Betonzwecke Klarheit verschaffen konnte. Die Untersuchung der Wetterbeständigkeit zeigte, daß die einzelnen Schlacken sich tatsächlich so verhielten, wie es die liefernden Werke vorausgesagt hatten. Es ergibt sich hieraus, daß die Hochofenwerke auf Grund ihrer Erfahrungen beständige Schlacken mit beträchtlicher Zuverlässigkeit aussondern können. Bei der chemischen Untersuchung wurde festgestellt, daß ein Gehalt von Eisenoxydul und Manganoxydul, wenn er mehr als 5 vH überstieg, einen gewissen Rückschluß auf hohe Beständigkeit rechtfertigte. Die mineralogisch-optischen Untersuchungen an Dünnschliffen mit Hilfe des Polarisationsmikroskops sind in der Originalveröffentlichung der Versuche (Kurt Endell: Über den Zerfall der Hochofenschlacken in „Stahl und Eisen" 1920, Heft 7 u. 8) ausführlich beschrieben. Dort finden sich auch für den Uneingeweihten gut verständliche Darlegungen über das mineralogisch-optische Verfahren überhaupt. In den Dünnschliffen zeigen sich eine Reihe mineralische Bestandteile, deren Auftreten für beständige Schlacken kennzeichnend ist. Von 58 beständigen Schlacken sind 55 durch das Vorhandensein solcher Bestandteile ausgezeichnet. Von 19 als unbeständig erprobten Schlacken enthalten 100 vH optisch feststellbare zerfallfähige Melilithabarten. Der Verfasser mißt daher dieser Methode beträchtliche Sicherheit für die Bewertung der Schlacken bei.

Das Zerfallen wird zum großen Teil auf die molekulare Umwandlung der Melilithe zurückgeführt. Die Verschiedenheit der Melilithe nach Beständigkeit und Unbeständigkeit entsteht außer durch chemische Unterschiede auch durch den Abkühlungsvorgang. Durch die schnelle Abkühlung bildet sich bei größeren Blöcken meistens eine beständige Kruste, das langsam verkühlende Innere geht in leicht zerrieselnde Mineralien über. (Sollte darin nicht ein Fingerzeig für die Ausscheidung der Schlacken in anderer als Blockform — breiten Kuchen — erblickt werden?)

Um den Einfluß der Mangan- und Eisenoxydule auf die Zerrieselungsneigung der Schlacken zu erkunden, sind künstliche Schlacken (synthetisch) hergestellt worden. Wenn die Schmelzen über 6 vH Mn O enthielten, zerrieselten sie nur in ganz verschwindendem Maße, während die reinen synthetischen Kalziumorthosilikatschmelzen gänzlich zerrieselten, auch wenn ihnen 6,5 vH Fe_2O_3 beigegeben war. Weitere Versuche mit Schmelzen aus Kalziumorthosilikat und Tonerdebeimengungen haben ergeben, daß mit wachsendem Tonerdegehalt die Zerrieselungsneigung abnahm, so daß bei 21—22% Tonerdegehalt überhaupt kein Zerrieseln mehr festgestellt werden konnte.

Außerdem ist die — wenn sie allenthalben bestätigt wird — ungeheuer wichtige Feststellung gemacht worden, daß der Zerfall der großen Blöcke innerhalb schon zweier Wochen eintritt. Darüber hinaus beständige Blöcke haben auch in den folgenden 5 Jahren keinerlei Zerrieselungen erkennen lassen.

Über den günstigen Einfluß von Fe O und Mn O ist noch nachzutragen, daß nicht die Molekülzahl dieser Oxyde allein, sondern deren richtige Bindung innerhalb der Silikate maßgebend ist; wenn sie sich gesondert ausscheiden, erlangen sie naturgemäß auf die gefährlichen Kalksilikate keinen Einfluß. Technisch ist wichtig, daß die schnell verhüttenden Öfen mit raschem Erzdurchgang nicht so vollkommen reduzieren wie die langsam arbeitenden. Es verbleibt dann mehr Mn O und Fe O in der Schlacke und diese erweist sich dann im allgemeinen beständiger.

Es bleibt abzuwarten, welche Nutzanwendungen aus dem reichen Versuchsmaterial gezogen werden. Die Endellsche Veröffentlichung dürfte auf dem Gebiete der Hochofenschlackenwertung jedenfalls einen guten Schritt weiter gefördert haben.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die österreichische Donauschiffahrt nach dem Kriege.

Generaldirektorstellvertreter Ludwig Wertheimer von der Ersten k. k. priv. Donau-Dampfschiffahrtsgesellschaft in Wien gibt in der Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins vom 30. I. 1920 (Heft 4) zunächst einen Überblick über die auf der Donau vor dem Kriege tätig gewesenen Schiffahrtsgesellschaften und die Stärke der österreichischen Donauhandelsflotte. (55 % der Dampfer und der Kähne waren in Händen der österreichischen Gesellschaften.) Die Zukunft der österreichischen Donauschiffahrt liegt, ebenso wie die der deutschen, in völligem Dunkel, da die Friedensverträge von St. Germain und Versailles den Feinden das Recht geben, sich in weitgehendstem Maße an dem Schiffparke der Mittelmächte für ihre Verluste schadlos zu halten und sich zu bereichern. Sofern feste Zahlenangaben nicht gemacht sind, liegt die Entscheidung bei amerikanischen Schiedsrichtern. Zudem ist ein großer Teil der Fahrzeuge in Rumänien und Jugoslavien während des Rückzuges verloren gegangen und ist noch nicht zurückgegeben worden.

Die Donau ist als internationaler Schiffahrtsweg auf die Strecke von Ulm bis zum Schwarzen Meere erklärt worden, aber österreichische Schiffe dürfen zwischen Häfen der assoziierten Länder keinen Verkehr vermitteln. Im übrigen werden der Schiffahrt an den Landesgrenzen noch dauernd Schwierigkeiten gemacht.

Die Donaukommission, eine Schöpfung des Friedensvertrages, hat bisher nur von Fall zu Fall schlichtend eingegriffen, doch erhofft man von ihr Schritte zur grundsätzlichen Regelung des Verkehrs auf dem internationalen Strome. Bemerkenswert erscheint, daß der Vertreter Österreichs bisher noch nicht zu der Kommission zugezogen worden ist. Die österreichischen Gesellschaften suchen zu erreichen, daß sie in ihrer Organisation bestehen bleiben, weil sie so am besten dem auf der Friedenskonferenz ausgesprochenen Zwecke der Besserausnutzung der Flußschiffe in Europa zum Vorteile aller Uferstaaten dienten.

Die Verkehrsbedürfnisse werden wie folgt geschildert: Reger Bergverkehr in Nahrungsmitteln und Rohstoffen (Petroleum, Naphtha), schwacher Talverkehr, da kaum Ausfuhrmassengüter vorkommen. Kohle fehlt im eigenen Lande, Seeschiffsraum ist ausreichend vorhanden, daher kein Übergang auf Binnenwasserstraßen zu erwarten.

Die sehr hoch angewachsenen Selbstkosten im Schiffahrtsverkehr — kostet doch ein Dampfer und ebenso ein Kahn heute 11—12-mal so viel wie im Frieden — lassen es nach Ansicht des Verfassers erhoffen, daß die verschiedentlichen Gesellschaften in den beteiligten Ländern zu einem friedlichen Abkommen gelangen. Kz.

Zementverteilung.

Am 24. Januar, vormittags 10 Uhr, fand, wie üblich, im Sitzungssaal des Deutschen Zementbundes die erste Zementverteilungssitzung des Jahres 1920 statt.

Aus dem Bericht über die Zementbewirtschaftung der Monate November und Dezember, den der Verhandlungsleiter erstattete, war zu entnehmen, daß die Kohlenversorgung in den beiden Monaten weiter zurückgegangen war, so daß auch der Zementversand auf 124 000 t im November und 111 000 t im Dezember sank. In der prozentualen Belieferung ergab sich das auch von den Vormonaten her bekannte Bild. Es war

Klasse I mit 58 bzw. 56,5%,
„ II „ 42 „ 43,5%

der Gesamtmenge beliefert worden. Kleinere Differenzen bei der Verteilung auf die einzelnen Verbrauchsgebiete ergaben sich aus der unregelmäßigen Kohlenbelieferung der Zementwerke und aus den in den beiden fraglichen Monaten bestehenden Verkehrsschwierigkeiten.

Die Anmeldungen des Bedarfs für den Monat Februar lagen leider nicht vollständig vor, doch dürften die Anforderungen nach roher Schätzung über 900 000 t betragen.

Der Vertreter des Reichskohlenkommissars bedauerte in seinen Ausführungen das schlechte Ergebnis der Kohlenbelieferung in den beiden in Frage stehenden Monaten, das er auf das Konto der schlechten Förderungs- und Transportverhältnisse setzte. Er glaubte aber der allerdings sehr unbestimmten Hoffnung Ausdruck geben zu können, daß die Versorgung der Zementwerke mit Kohle im Februar besser sein würde, zumal eine stärkere Belieferung der Eisenbahn, die zur Zeit einen Vorrat für etwa 10—11 Tage habe, eingestellt werde.

Die Frage der Kohlenbelieferung löste eine eingehende Aussprache aus. Insbesondere betonte der Vorsitzende, daß eine Bevorzugung der Zementindustrie in der Kohlenbelieferung unbedingt notwendig sei, um das Wirtschaftsleben aufrechtzuerhalten, eine Forderung, der von allen Teilnehmern beigestimmt wurde und die den Beschluß herbeiführte, die Erhöhung des für die Zementindustrie bestimmten Kohlenkontingents auf 150 000 t beim Reichskohlenkommissar zu beantragen.

Danach machte der Verhandlungsleiter Mitteilung von dem bevorstehenden Ausbau der Zementbewirtschaftung, über die mit den maßgeblichen Ressorts bereits verhandelt sei. Ihr Zweck sei restlose Erfassung der Produktion und Unterbindung des Schleichhandels.

Nach dem neuen Entwurf soll die gesamte Produktion auf sechs Verbrauchsgebiete verteilt werden, und zwar:

1. Bergbau,
2. Hochbauten,
3. Wasser- und Tiefbauten,
4. Eisenbahnen,
5. Postbauten,
6. Kleinhandel.

Die Anforderungen des monatlichen Bedarfs sollen seitens der Verbraucher jeweils bis zum 5. des Vormonats bei nachstehenden Stellen erfolgen;

Für Bergbau (1) bei den Bergrevierbeamten,
„ Hochbauten (2) bei den zuständigen Bezirkswohnungs- und Kleinhandel- (6) Kommissaren,
„ Wasser- und Tiefbauten (3) bei dem zuständigen Regierungspräsidenten,
„ Eisenbahnen (4) bei den Eisenbahndirektionen.
„ Postbauten (5) bei den Oberpostdirektionen.

Die eingehenden Bedarfsmeldungen sollen nach der Dringlichkeit gesichtet und an die zentralen Stellen weitergegeben werden. Als solche gelten für

Bergbau das Handelsministerium,
Hochbauten und Kleinhandel Reichswohnungskommissar,
Wasser, Tief- u. Eisenbahnbauten Ministerium der öffentlichen Arbeiten,
Postbauten Postministerium.

In den jeweils Ende des laufenden Monats stattfindenden Verteilungssitzungen, deren Zusammensetzung wie bisher bleibt, soll die Erzeugungsmöglichkeit an Hand der vom Reichskommissar für die Kohlenverteilung in Aussicht gestellten Kohlenlieferungen festgestellt und die Erzeugung den zentralen Stellen nach einem in der Verteilungssitzung festzusetzenden Verteilungsschlüssel zur Verfügung gestellt werden. Die in den Verteilungssitzungen vertretenen zentralen Instanzen nehmen die Unterverteilung auf die ihnen unterstehenden Verbrauchsgebiete vor, die ihrerseits Bezugsscheine nur in Höhe der auf das betreffende Verbrauchsgebiet entfallenden Menge für die dringendsten Zwecke ausstellen.

Gegen diese Neuregelung wurden zwar von verschiedenen Stellen Bedenken geltend gemacht, im allgemeinen aber war die Versammlung mit den Vorschlägen einverstanden. Die Verteilung wurde zunächst nach den Erfahrungen der Vormonate provisorisch vorgenommen und stellt sich folgendermaßen;

1.	Bergbau	13,5 %
2.	Hochbauten	40 „
3.	Wasser- und Tiefbauten	20 „
4.	Eisenbahnen	13,5 „
5.	Postbauten	3 „
6.	Kleinhandel	10 „
	zusammen	100 %.

Zum Schluß machte ein Vertreter des Deutschen Zementbundes noch Mitteilungen über die bisher zur Anzeige gekommenen Fälle von Wucher- und Schleichhandel. („Zement".)

Die neuen Eisenpreise.

Gemäß dem schon gemeldeten Beschluß des Stahlbundes tritt wegen der Brennstoffverteuerung zu der am 23. Januar vorgeschlagenen Preiserhöhung ein Zuschlag von 150 M. pro Tonne für alle Lieferungen ab 1. Februar, wodurch sich jetzt die Preise im Vergleich mit den bisherigen wie folgt berechnen.

(pro Tonne)	Vor dem Krieg	1. Jan. 1919	1. Dezbr. 1919	23. Jan. 1920	1. Febr. 1920
Rohblöcke	82,50	285	1430	2105	2235
Vorgewalzte Blöcke	87,50	290	1465	2135	2290
Knüppel	95	300	1500	2175	2325
Platinen	97,50	305	1505	2180	2330
Formeisen	118	320	1715	2470	2620
Stabeisen (Thomas)	98—100	335	1745	2500	2650
Walzdraht	117,50	350	2000	3000	3150
Grobbleche	105	375	2260	3285	3435
Mittelbleche	110	420	2545	3720	4470
Feinbleche	125	460	3185	3785	4535

Alle Preise gelten einschließlich Umsatzsteuer ab 1. Februar. Der Aufschlag für Siemens-Martin-Qualität beträgt 230 M. pro Tonne. Die Preise für Mittel- und Feinbleche verstehen sich einschließlich 600 M. für teureres Halbzeug. Eisenbahnmaterial kostet künftig: Schwere Schienen und Schwellen sowie Gruben- und Feldbahnschienen 2750 M. bis 2800 M., Rillenschienen 2650 M.

Neue Erhöhung der Zementhöchstpreise.

Infolge der zunehmenden Rohmaterialnot, der ständig stark nach oben sich verschiebenden Kohlenpreise und der wachsenden sonstigen Unkosten schlagen auch die Zementpreise geradezu im Eilzugtempo steigende Richtung ein. Nachdem sie zuletzt erst ab 1. Januar d. J. eine Erhöhung um 122 M. pro 10 t erfahren hatten, sind sie soeben ab 1. Februar d. J. schon wieder um nicht weniger als 510 M. hinaufgesetzt worden. Um für den Umfang dieser Preiserhöhung einen Vergleichsmastab zu erhalten, sei bemerkt, daß der Preis bei Ausbruch des Krieges auf 350 M. sich gestellt hatte, am 1. Januar 1917, als die Regulierung durch den Reichskommissar für Zement einsetzte, erst 430 M. Die diesmalige Steigerung allein geht also über den früheren Preisstand hinaus. Der gegenwärtige Preis erreicht nunmehr etwa das Sechseinhalbfache des Vorkriegspreises.

Preiserhöhung (pro 10 t ab Werk).

	Südd. Zem.-Verb.		Norddeutscher		Rhein-Westfälischer	
	Staat	Privat	Staat	Privat	Staat	Privat
1./1. 1917	90	90	90	90	90	90
1./7. 1917	180	180	180	185	180	175
1./10. 1917	85	85	85	85	85	85
1./10. 1918	70	70	70	70	70	70
1./4. 1919	150	150	150	150	150	150
1./5. 1919	150	150	150	150	150	150
1./8. 1919	430	430	430	430	430	450
1./10. 1919	68	68	68	68	68	68
1./12. 1919	59	59	59	59	59	59
1./1. 1920	122	122	122	122	122	122
1./2. 1920	510	510	510	510	510	510
Jetzpreis	2230	2300	2230	2300	2230	2275

Angesichts der andauernden Bestrebungen auf eine weitere Hinaufsetzung der Kohlenpreise erscheint ein weiteres Anziehen der Zementpreise nicht ausgeschlossen. Jede Erhöhung der Kohlenpreise zieht automatisch eine Erhöhung der Zementhöchstpreise nach sich, denn jede Kohlenpreissteigerung ist mit 65% ohne weiteres dem Zementpreis zuzuschlagen.

Bekanntmachung über Höchstpreise für Zement.

Auf Grund des § 1 der Bundesratsverordnung vom 25. Januar 1917 (R. G. Bl. S. 74) wird bestimmt:

Durch die Bekanntmachung des Reichskommissars für Zement vom 4. Februar 1920 (vgl. Deutscher Reichs- und Preuß. Staatsanzeiger Nr. 39 vom 5. Februar 1920) festgesetzten Preise werden mit Wirkung vom 1. März erhöht; die Preise gelten für 10 000 kg Zement ab 1920 bis auf weiteres in nachstehend angegebener Weise ohne Verpackung und für die Gebiete sämtlicher Deutschen Zementverbände:

A. Für Lieferungen an die Staatsverwaltungen für Staatsbauten:

Höchstpreis vom 1. Februar 1920 ab	M. 2230
Neuer Zuschlag	„ 1600
Höchstpreis vom 1. März 1920 ab	M. 3830

B. Für Lieferungen an alle sonstigen Zementabnehmer:

Höchstpreis vom 1. Februar 1920 ab	M. 2300
Neuer Zuschlag	„ 1600
Höchstpreis vom 1. März 1920 ab	M. 3900

In Zukunft eintretende Kohlenpreiserhöhungen bedingen eine weitere Erhöhung der Zementhöchstpreise derart, daß jede Kohlenpreiserhöhung für 10 000 kg Kohle mit 65 vH in Anrechnung zu bringen und den Zementpreisen zuzuschlagen ist; hierbei sind die vom Reichswirtschaftsministerium für das Rheinisch-Westfälische Kohlensyndikat für Steinkohle festgesetzten Höchstpreise (einschl. Kohlen- und Umsatzsteuer) zugrunde zu legen.

Zu B. wird bemerkt:

Die Zementverbände setzen für ihre Privatkundschaft in den einzelnen Verkaufsstellen Stations-Franko-Preise fest, die nach den tatsächlichen oder den Durchschnittsfrachten berechnet sind. Von der Reichsstelle für Zement werden diese Stationsfrankopreisberechnungen vor ihrem Inkrafttreten auf die Zuverlässigkeit der angewandten Berechnungsart geprüft.

Berlin, den 2. März 1920.

Der Reichskommissar für Zement:
gez.: Lorenz-Meyer.

Warnung vor dem technischen Studium in Österreich.

Der Österreichische Ingenieur- und Architektenverein erließ folgende Kundgebung: „Im Jahr 1914 hatten die im Reichsrat vertretenen Königreiche und Länder 29,2 Millionen Einwohner und damals studierten an den 10 Hochschulen technischer Richtung 12 242 Hörer und an den 17 höheren Gewerbeschulen 3914 Schüler. Auf eine Million Einwohner entfielen somit 419 Hörer und 134 Gewerbeschüler. Die deutsch-österreichische Republik mit ihren 6 Millionen Einwohnern besitzt noch 4 Hochschulen technischer Richtung, die von 7300 Hörern, und 5 höhere Gewerbeschulen, die von 1350 Schülern besucht werden. Auf eine Million Einwohner entfallen nunmehr 1216 Hörer und 220 Gewerbeschüler, das ist zweieinhalbmal beziehungsweise fast doppelt soviel als im Jahre 1914. Dem vorstehend festgestellten Überschuß an Ingenieuren und Technikern steht ein Mangel an ausreichend vorgebildeten Werkmeistern, Polieren und Vorarbeitern gegenüber. Das Fehlen tüchtiger und gebildeter Kräfte dieser Kategorie macht sich auf allen industriellen Gebieten auf das empfindlichste fühlbar. Wer heute einem technischen Beruf zustrebt, sollte daher nur bei ganz besonderer Veranlagung das Studium an Hochschulen technischer Richtung oder an einer höheren Gewerbeschule wählen. Viel kürzer, leichter und lohnender ist der Weg über die Werkstätte und die Werkmeisterschule. Die Eltern und verantwortlichen Ratgeber handeln daher nur zum Vorteil ihrer Pflegebefohlenen, wenn sie dem höheren technischen Studium ausschließlich junge Leute zuführen, die bei der gewissenhaften Prüfung an einer Berufsberatungsstelle auch die erforderlichen körperlichen und geistigen Eigenschaften nachgewiesen haben."

Die Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands,

welche wegen Krieg und Staatsumwälzung seit 1915 ihre Tagungen einstellen mußte, hat gleichwohl auch während dieser Zeit ihre Mitarbeit an den einschlägigen Tagesfragen fortgesetzt. Zur Berichterstattung hierüber sieht sie ihre nächste Sitzung für den 7. Mai in Berlin vor mit reichhaltiger Tagesordnung. Bericht über ihre Mitarbeit innerhalb des Normenausschusses deutscher Industrie an der Vereinheitlichung der Baupolizeivorschriften, ferner über die Neuordnung der obersten Berliner Baubehörden sind in Aussicht genommen. Zu den Fragen über Kleinwohnhausbauten und die Verwendung sparsamer Baustoffe haben 3, in der Öffentlichkeit bekanntere Fachleute Vorträge angemeldet. Auch über die baupolizeilichen Fragen der besetzt gewesenen russischen Gebiete wird berichtet werden. Anmeldungen zur Mitgliedschaft sowie zur Teilnahme an der Tagung nimmt entgegen die Geschäftsstelle, Rosental 20 II, in Dortmund, die auch alle sonstigen Auskünfte gern erteilt.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Pflicht des Bauunternehmers, Verkehrshindernisse trotz der durch den Krieg geschaffenen Petroleumknappheit bei Dunkelheit ausreichend zu beleuchten.

(Entscheidung des Reichsger. vom 21. März 1918.)

(Nachdruck verboten.) Der Beklagte führte Tiefbauarbeiten für eine größere Stadtgemeinde aus und hatte dabei Hölzer, die zu den Arbeiten gebraucht wurden, auf dem Fahrdamme der Straße liegen lassen. Der mit der Beleuchtung betraute Wächter hatte kein Petroleum bekommen können; er hatte dem Schachtmeister und auch dem Bauführer Mitteilung davon gemacht, daß kein Petroleum zu haben sei und sein Vorrat zu Ende gehe, und da er nur noch einen kleinen Rest davon besaß, verwendete er diesen zur Beleuchtung der Baubude und ließ die Baustelle unbeleuchtet. — So kam es, daß die Klägerin, die in der fraglichen Straße wohnt, am Abend beim Überschreiten des Fahrdammes über die dort liegenden Hölzer fiel und sich nicht unerhebliche Verletzungen zuzog. Im Klagewege beantragte sie die Feststellung, daß der Beklagte ihr sowohl den durch den Unfall endstandenen wie auch den noch entstehenden Schaden zu ersetzen habe, und sie drang mit diesem Verlangen in allen Instanzen durch.

Der Beklagte hatte den Entlastungsbeweis gemäß § 831 BGB zu führen versucht, wonach bekanntlich die Ersatzpflicht des Geschäftsherrn nicht eintritt, wenn er bei der Auswahl der zu der Verrichtung bestellten Person und, sofern er Vorrichtungen oder Gerätschaften zu beschaffen hat, bei der Beschaffung die im Verkehr erforderliche Sorgfalt beobachtet hat. — Sowohl der Wächter wie auch die ihm vorgesetzten Aufsichtspersonen — so hatte der Beklagte geltend gemacht — seien durchaus tüchtige und zuverlässige, in seinem Betriebe erprobte Leute. Es könne nicht von ihm verlangt werden, daß er selbst sich um die Beleuchtung der durch die einzelnen Baulichkeiten geschaffenen Verkehrshindernisse bekümmere. Er sei bei Anstellung und Auswahl der hier in Betracht kommenden Leute mit der gebotenen Sorgfalt verfahren, und damit habe er seiner Pflicht genügt.

Diesen Ausführungen des Beklagten hat das Reichsgericht aber doch nicht zugestimmt. Dem Beklagten kann nicht zugegeben werden, so führte der höchste Gerichtshof aus, daß die Vorinstanzen zu große Anforderungen an die von ihm aufzuwendende Sorgfalt gestellt hätten. Nach den getroffenen Feststellungen mußte mit einem gewissen Fußgängerverkehr auf dem Straßendamm gerechnet werden, der Beklagte durfte sich also nicht darauf verlassen, daß der Fahrdamm für den Fuhrwerksverkehr gesperrt war, sondern er mußte das durch die Lagerung der Hölzer auf dem Fahrdamme geschaffene Verkehrshindernis ausreichend beleuchten, um den Verkehr der Fußgänger nicht zu gefährden. Das aber ist versäumt worden, und hiefür ist der Beklagte verantwortlich. Er kann sich nicht darauf berufen, daß dem Wächter stets die Beleuchtung und die Pflicht, für Beleuchtungsmaterial zu sorgen, obgelegen habe. Wenn auch diese Betriebseinrichtung unter normalen Verhältnissen genügt haben mag, so mußte doch der Beklagte der durch den Krieg geschaffenen Veränderung der Verhältnisse Rechnung tragen und bei der Knappheit an Beleuchtungsmitteln selbst Maßnahmen treffen, um den Wächter damit zu versehen. Keinesfalls durfte er alles einfach beim alten lassen. Für den Entlastungsbeweis nach § 831 BGB reicht es nicht aus, daß der Wächter und die ihm vorgesetzten Aufsichtspersonen tüchtig und zuverlässig waren, denn es fehlt der weitere Nachweis, daß der Beklagte bei Beschaffung der nötigen Gerätschaften, der Beleuchtungsmittel, die im Verkehr erforderliche Sorgfalt beobachtet hat. (Reichsger. VI. Z. S., 21. 3. 18.)

Haftung der Bahn bei Eindringen von Regenwasser durch undichte Wagendächer.

(Von Verkehrsanwalt W. Brodbeck in Stuttgart.)

Auf Grund des § 44 des Deutschen Eisenbahngütertarifs Teil I, Abt. B, welche seit August 1914 eine für die Verfrachter ungünstige Abänderung erfahren hat, darf die Eisenbahn alle Güter, auch Stückgüter, in offenen Wagen befördern; wenige Ausnahmen sind in § 43 desselben Tarifs enthalten. Dadurch ist auch die Haftpflichtfrage bei Beschädigungen eine weitaus schlechtere geworden. Nach § 86 (1) der EVO. § 459 (1) HGB. haftet die Eisenbahn nicht bei Gütern, die nach den Vorschriften des Tarifs in offenen Wagen befördert werden, für den Schaden, der aus der mit dieser Beförderungsart verbundenen Gefahr entsteht, hierunter ist auffallender Gewichtsabgang und der Verlust ganzer Stücke nicht zu verstehen. Während des Krieges hat die Militärverwaltung größtenteils die bedeckten Wagen für sich beschlagnahmt und die privaten Stückgüter mußten in offenen Wagen befördert werden. In letzter Zeit ist der Wagenbestand ein besserer geworden und die Eisenbahn kann wieder die meisten Güter in geschlossenen Wagen befördern. Es kommt aber häufig vor, daß die Bahn geschlossene Wagen verwendet, deren Wagendächer schlecht und defekt beschaffen sind. Diese Mißstände haben schon zahlreiche Beschädigungen der heikleren Waren infolge Benässung hervorgerufen. Das verfrachtende Publikum nimmt nun an, wenn die Eisenbahn die Güter in bedeckten Wagen wieder befördert, so habe sie für eventuelle Schäden wegen Benässung voll und ganz aufzukommen. Diese Ansicht ist irrig. Verwendet die Eisenbahn, obwohl sie tarifmäßig offene Wagen verwenden dürfte, geschlossene Wagen, so ist dies reine Liberalität und erhöht die Haftpflicht in keiner Weise. Eine Haftung der Eisenbahn kommt somit nicht in Betracht. Nun heißt es aber in Abs. 3 des § 86 EVO., daß eine Befreiung von der Haftung auf Grund dieser Vorschrift nicht geltend gemacht werden könne, wenn der Schaden durch Verschulden der Eisenbahn entstanden sei. Ein solches Verschulden hätte aber der Reklamant nachzuweisen. Nun fragt es sich, in welcher Weise der Empfänger oder Versender ein Verschulden nachweisen kann. Es ist eine Streitfrage, ob in der Verwendung eines bedeckten Wagens mit schlechtem Wagendach, durch welches Regenwasser eindringen kann, eine schuldhafte Handlung der Bahn zu erblicken ist. Bekanntlich bietet ein geschlossener Wagen mit schlechter Bedachung den Gütern immer noch mehr Schutz als ein offener, unbedeckter Wagen, der tarifmäßig verwendet werden dürfte. Meines Wissens liegt für einen solchen Fall ein gerichtliches Urteil nicht vor. Dagegen hat sich das Oberlandesgericht Königsberg am 25. 9. 17 mit einem ähnlichen Fall zu beschäftigen gehabt. Dort wurde gestritten, weil ein in einem offenen Wagen mit Decke verladenes Gut durch Regenwasser beschädigt ankam. Der Kläger machte geltend, daß die Eisenbahn eine schlechte Wagendecke benutzt und diese Wagendecke derart unsachgemäß aufgelegt, daß sich Wasserlachen bilden konnten, welche die Beschädigung verursachten. Das Gericht konnte sich indes die klägerische Behauptung nicht zu eigen machen, weil das bahnamtliche Tatbestandsprotokoll nichts hierfür ergeben habe, das die Unterstellung des Klägers rechtfertige, und wies die Klage ab. In den Entscheidungsgründen machte aber das Gericht geltend, die Eisenbahn habe die Decke vorschrifts- und sachgemäß aufzulegen. Das Urteil läßt den Schluß zu, daß die Eisenbahn

zur Schadenersatzpflicht herangezogen worden wäre, wenn dem Kläger der Nachweis seiner Behauptung gelungen wäre. Die Ausführungen des Oberlandesgerichts zwingen daher auch mich zu der Folgerung, daß die Eisenbahn bei Beschädigungen, die infolge Eindringens von Regenwasser durch undichte Wagendächer entstehen, zu haften hat, denn wenn das Gericht in der Benutzung einer schlechten Wagendecke und unsachgemäßer Auflegung ein bahnseitiges Verschulden für vorliegend erachtet hätte, so ist anzunehmen, daß auch in der Benutzung eines Wagens mit schlechtem, reparaturbedürftigem Wagendach eine schuldhafte Handlung der Eisenbahn erblickt werden kann. Dies wird man um so mehr annehmen dürfen, wenn der Schaden am Wagendache vom Versender eventuell ohne Besteigung des Wagendaches nicht bemerkt werden konnte. Die Eisenbahn entschuldigt sich wohl damit, daß durch den herrschenden Wagenmangel und die Verringerung des Güterwagenbestandes es nicht immer möglich sei, die Wagen ohne Schädigung des Verkehrs im erforderlichen Maße aus dem Verkehr zu ziehen und die starkverbrauchten Wagen so wieder herzustellen, daß sie gegen Nässe sicheren Schutz bieten.

Meistens kann man aber feststellen, daß die Eisenbahn, wenn sich Benässungsschäden ereignen, jedesmal den Wagen aussetzt und der Reparatur zuführt. Warum sie dies nicht schon vorher tun kann, ist recht unerklärlich und durch nichts begründet.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 15. I. 1920.

Kl. 19a, Gr. 15. K 64 152. Mathilde Köhler, geb. Bauch, Franz Köhler und Hans Köhler, Cassel, Herkulesstr. 23. Schienenstoßverbindung mit quer zur Schiene keilartig wirkenden Sperrlaschen. 18. V. 17.

Kl. 37c, Gr. 11. D 34 729. Hans Dehn, Nürnberg, Rennweg 13. Vorrichtung zum Festhalten von Blitzableiterdraht auf Dächern. 16. VII. 18.

Kl. 37c, Gr. 11. F 42 774. Richard Fröhlich, Elbing, Brückstr. 13. Mit einem Schneidedraht versehene Vorrichtung zum Zerschneiden von Dachpappe. 4. II. 18.

Kl. 80b, Gr. 24. K 66 713. Julius Koßler, Treptow a. Toll. Verfahren zur Herstellung von Zementgegenständen, wie Röhren, Wölbungen, Platten. 15. VII. 18.

Kl. 80b, Gr. 18. Sch 54 967. Gottfried Schalk, Düsseldorf-Oberkassel, Lueg-Allee 35. Verfahren zur Herstellung von Steinen, Platten und dgl. aus Bimsbeton. 11. IV. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. I. 1920.

Kl. 20g, Gr. 1. G 49 611. Heinrich Grote, Nordenham in Oldbg., Müllerstr. 36. Vorrichtung zum Handbewegen von Loren von einem Gleis auf ein rechtwinklig hierzu laufendes Gleis. 18. XI. 19.

Kl. 20i, G. 11. E 24 614. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., A. G., Braunschweig. Stellvorrichtung für Signale u. dergl. mit mehr als zwei Stellungen. 20. XI. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. I. 1920.

Kl. 20h, Gr. 7. F 45 140. Felix Richard Frey, Magdeburg-W., Körnerplatz 6. Verschiebevorrichtung für Eisenbahnwagen. 21. VIII. 19.

Kl. 20h, Gr. 7. P 37 200. J. Pohlig, A. G., Cöln-Zollstock und Wilhelm Bischoff, Vochem bei Cöln. Führungseinrichtung für Eisenbahnwagen an Ablaufbergen. 4. XI. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. I. 1920.

Kl. 5d, Gr. 9. W 50 571. W. Weber & Co., Gesellschaft für Bergbau, Industrie und Bahnbau, Wiesbaden. Fahrbare Spritzvorrichtung zur Gewinnung von Massen für den Spülversatz im Bergbau. 20. III. 18.

Kl. 19a, Gr. 29. L 47 154. Willy Leymers, Coburg. Schienenklemmvorrichtung an Richtkreuzständern. 12. IX. 18.

Kl. 20h, Gr. 7. P 37 231. J. Pohlig, A. G., Cöln-Zollstock, und Wilhelm Bischoff, Vochem bei Cöln. Führungseinrichtung für Eisenbahnwagen an Ablaufbergen. 18. XI. 18.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. I. 1920.

Kl. 5d, Gr. 9. 319 251. Joachim Hoffmann, Sollatsch bei Posen. Verfahren und Vorrichtung zum Ausfüllen von Hohlräumen in Bergwerken mittels kleinkörnigen Versatzgutes. 15. V. 19. H 77 055.

Kl. 18c, Gr. 1. 319 255. Bror David Enlund, Degerfors, Schweden; Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Berlin W 30. Verfahren zur Bestimmung des Fremdstoffgehalts, insbesondere des Kohlenstoffgehalts von Eisen und Stahl. 22. XI. 18. E 23 586.

Kl. 20i, Gr. 11. 319 278. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Überwachungseinrichtung für elektrische Weichen- und Signalstellwerke. 25. III. 17. A 29 195.

Kl. 20i, Gr. 42. 319 337. William Brooks Murray, Danville, V. St. A.; Vertreter: Patentanwalt M. Schmetz, Aachen. Vorrichtung zum selbsttätigen Anhalten des Zuges, insbesondere für eingleisige Strecken. 23. VI. 16. M 59 774.

Kl. 37a, Gr. 4. 319 264. Dr.-Ing. Richard Borchers, Dortmund, Gutenbergstr. 25. Hohlwand aus Formplatten beliebigen Baustoffs. 28. IX. 18. B 87 479.

Kl. 37b, Gr. 3. 319 247. Josef Dengler, Wien; Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. E. Wurm, Berlin SW 11. Vollwandiger Holzträger aus geraden oder gekrümmten Brettern. 11. III. 17. D 33 298. Österreichische Priorität vom 11. IV. 16.

Kl. 37f, Gr. 3. 319 169. Paul A. R. Frank, Hamburg, Spaldingstr. 216—218. Zur Aufnahme von Teerölen und ähnlichen Brennstoffen dienender Behälter aus Beton oder ähnlichen Baustoffen mit Zwischenboden. 5. VI. 17. F 41 963.

Kl. 37f, Gr. 8. 319 370. Gesellschaft für Ausführung freitragender Dachkonstruktionen in Holz, System „Stephan" G. m. b. H., Düsseldorf. Tor aus einzeln verschiebbaren Teilen mit seitlich liegenden Aufnahmeräumen. 16. IV. 15. G 42 828.

Kl. 78e, Gr. 1. 319 285. Dr. Heinrich Ahrens, Cottbus. Vorrichtung zum Ausheben von Gräben, zum Ausroden von Bäumen u. dgl. mittels Sprengpatronen. 3. III. 15. A 26 849.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. I. 1920.

Kl. 5b, Gr. 11. 319 615. Hermann Franke, Hannover, Bemeroder str. 42. Fahrbarer Beladebagger für trümmerförmiges Gut; Zusatz zu Patent 317 252. 26. VI. 19. F 44 839.

Kl. 19b, Gr. 1. 319 441. Georg Weiler, Eislingen bei Göppingen, Württemberg. Straßenkehrmaschine mit Kehrwalzen unter dem Fahrgestell und einem zur Förderung des Kehrichts nach einem Sammelbehälter dienenden Förderwerk. 23. VI. 14. W 45 428.

Kl. 20a, Gr. 12. 319 433. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Seilbahnwagen. 20. VII. 18. B 86 867.

Kl. 20a, Gr. 12. 319 562. Fritz Witte, Braunschweig, Cyriaksring 5. Übereinander hinweg fahrbare Hängebahnwagen. 2. VIII. 18. W 51 198.

Kl. 20i, Gr. 5. 319 565. Hubert Lemaire, Stuttgart, Ostendstraße 77. Weichenstellvorrichtung. 3. VIII. 19. L 48 663.

Kl. 20i, Gr. 41. 319 564. Heinrich Karl, Neuyork. Vertreter: Patentanwälte G. Dedreux, A. Weickmann und H. Kauffmann, München. Als Überwachungs- und Kontrolleinrichtung dienende Zugsicherung. 26. V. 16. K 62 371.

Kl. 37b, Gr. 3. 319 570. Georg Wilhelm Barth, Ludwigsburg. Mast- oder Pfostenhalter. 4. I. 14. B 75 402.

Kl. 37f, Gr. 8. 319 452. Georg Thofehrn, Berlin, Margaretenstr. 8. Windschutz für Luftschiffrundhallen. 18. III. 14. T 19 558.

Kl. 80a, Gr. 48. 319 547. Franz Hof, Frankfurt a. M. Schleusenstr. 18. Verfahren zur Herstellung von Formsteinen mit eingebetteten, gekrümmten Bewehrungseisen. 3. X. 16. H 71 023.

Kl. 84b, Gr. 1. 319 467. Bruno Schulz, Berlin-Grunewald, Josef-Joachim-Str. 36a. Schiffshebewerk, bei dem der senkrecht geführte Trog durch zweiarmige Hebel getragen wird. 25. IV. 18. Sch 52 951.

Kl. 84c, Gr. 2. 319 468. Dipl.-Ing. Izil Behrmann, Berlin-Schöneberg, Akazienstr. 7a. Vortreibrohr aus Eisenblech für Betonpfahlgründungen. 26. IV. 16. B 81 511.

Kl. 84d, Gr. 4. 319 469. Max Haase, Stettin. Spülkopfrohr. 16. XI. 18. H 75 593.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Patent-Heißdampflokomobilen für die Industrie. Die A.-G. R. Wolf, Magdeburg-Buckau, hat eine Broschüre herausgegeben (Nr. 2050), die sich mit der Heißdampflokomobile befaßt und ihre Vorteile auch dem Fernstehenden durch Besprechung und zeichnerische Darstellung klarlegt. Hierbei sind alle Anpreisungen, Hervorhebungen sorgfältigster Herstellung und der Verwendung bester Rohstoffe u. dgl. vermieden. Auf 30 Seiten behandelt die vornehm ausgestattete Schrift, die von R. Wolf, Magedeburg zu beziehen ist, den Bereich, in dem die Lokomobile besonders vorteilhaft zu verwenden ist; die Dampf- und Brennstoffausnutzung u. a. m. Es wird z. B. gezeigt, wie die Verluste, die in den Leitungen entstehen, bei der Lokomobile fortfallen; der außerordentliche Gewinn, der durch die Kondensation und durch die Verwendung von Sattdampf erzielt wird, ist zahlenmäßig belegt. Weiter werden die Abgrenzung der Wirtschaftlichkeit

der Dampfturbine und die Verwendung der sehr beträchtlichen Abwärmemengen behandelt. Es folgen dann Ratschläge für die Wahl der Maschinenart, der Maschinengröße u. v. a. m. Für jeden Ingenieur, der einen mit Kraftbedarf arbeitenden Betrieb leitet, ist es wichtig, in die Frage der vorteilhaftesten Energieerzeugung einzudringen. Da auch der Bauingenieur, ob er nun in Konstruktionswerkstätten, im Eisenbau, im Holzbau, in der Zementindustrie oder in der Wasserversorgung und -beseitigung tätig ist, sich eingehend mit dieser Frage zu befassen hat, soll hier auf die Wolfsche Broschüre, die einen sehr schätzenswerten Beitrag bietet, besonders hingewiesen werden. B.

Gedanken zum Ausbau der Hochschulen. Von Prof. Dr.-Ing. Rich. Müller-Dresden. Verlag Oscar Laube, Dresden-A 1. Preis M. 1,50.

Die Schrift nimmt, unter Berufung auf Deutschlands geistige Bahnbrecher, Stellung gegen die Strömungen, welche die Wissenschaft nur als Erwerbsmittel betrachten und dadurch entwerten. Sie fordert den Zusammenschluß der Universitäten und anderen Hochschulen zur Stärkung aller Bildungswerte und mit dem Ziel des hochwertigen Menschen, den unsere Zeit mehr als je braucht. Die Ausführungen des Verfassers sind lesenswert und wichtig für alle, die an dem heutigen Kampf um die Bildungsziele nicht achtlos vorübergehen.

Die nachstehend wiedergegebenen Hauptabschnittüberschriften mögen die Vielseitigkeit der Müllerschen Darlegungen widerspiegeln: Unsere Hochschulen, Studiendauer und Prüfungen, Zulassung von besonders Talentierten zum vollberechtigenden Hochschulstudium auch ohne Mittelschulabitur, Aufgabe der Hochschulen, Universität und Technische Hochschule.

In sehr erfreulicher Weise spricht sich der Verfasser für die Beibehaltung des Maturums für die Studierenden mit Vollberechtigung aus, zumal die Einheitsschule dafür sorgen dürfte, daß hinfort jeder Begabte schon von Kindheit an seinem Ziele zugeführt werde.

Allen denen, die es angeht, namentlich aber auch den Regierungsstellen, die künftig über die Entwicklung der Hochschule zu entscheiden und deren Zulassungsbedingungen zu regeln haben werden, sei die Müllersche Schrift bestens empfohlen. Auf nur 16 Seiten werden hier die wichtigsten Hochschulprobleme der Jetztzeit mit Sachkenntnis und bestem Verständnis sowie wirklich weitem Blick behandelt.

M. F.

Ein Jahrhundert deutscher Maschinenbau. Von der Mechanischen Werkstätte bis zur Deutschen Maschinenfabrik 1819—1919. Von Conrad Matschoß. Berlin 1919. Julius Springer. 276 S. Geb. M. 25,—.

Bis vor kurzem fehlte auf dem Gebiete der Technik jegliche historische Arbeit von bleibendem Werte, während auf allen übrigen Gebieten des menschlichen Wissens und Schaffens zahlreiche Werke existierten, die die historische Entwicklung dieser Wissenschaften darstellen. Die Techniker nahmen sich in ungestümem Drange nach vorwärts keine Zeit zum Rückschauen; Historiker, Kulturhistoriker und Volkswirtschaftler, deren Pflicht es gewesen wäre, sich der Geschichte der Technik zu widmen, sahen auf die Ingenieurwissenschaft mitleidig herab. Erst in den letzten Jahren ist ein Wandel eingetreten. Eine größere Reihe von Werken ist erschienen, die sich mit der Geschichte der Technik befassen. Insbesondere haben auch verschiedene industrielle Unternehmungen aus Anlaß von Geschäftsjubiläen Denkschriften veröffentlicht, die wichtige Beiträge zur Geschichte der Technik liefern. Einen neuen Baustein stellt das vorliegende Werk dar. Im Herbst 1819 wurde in Wetter die „Mechanische Werkstätte Harkort & Co.", eines der Stammunternehmen der heutigen „Deutschen Maschinenfabrik A.-G." („Demag") gegründet. Aus Anlaß der hundertjährigen Wiederkehr dieses Tages forderte die Demag Herrn Professor Conrad Matschoß auf, die Geschichte der Demag und ihrer Stammfirmen zu schreiben. Matschoß hat weit über diesen Rahmen hinaus, wenn auch nur in knappen Zügen, die gesamte technische Entwicklung Deutschlands in den letzten 100 Jahren geschildert und dabei auch Streiflichter auf die wirtschaftliche Entwicklung geworfen. Dies alles geschieht nicht etwa in nüchterner mathematischer, historischer oder technischer Aufzählung und Darstellung, sondern in frischer, lebendiger Sprache — Matschoß ist nicht nur einer der besten Kenner und fleißigsten Arbeiter auf dem Gebiete der Geschichte der Technik, sondern auch ein Meister der deutschen Sprache — sehen wir die Ereignisse an uns vorüberziehen, glauben wir die einzelnen Persönlichkeiten, deren Schicksale und Wesen Matschoß mit großer Liebe schildert, vor uns zu sehen. Hand in Hand mit dem Texte begleiten zweifarbige Holzschnitte von Theodor Schultze-Jasmer und zahlreiche technische Skizzen den Leser. So stellt das Buch, das von C. G. Naumann G. m. b. H., Leipzig, gedruckt, einen Beweis für den hohen Stand der deutschen Graphik auch in der heutigen im allgemeinen für Bücher so trostlosen Zeit liefert, nicht nur für Ingenieure, sondern für alle, die der kulturhistorisch-technischen Entwicklung Deutschlands Interesse entgegenbringen, eine wertvolle Lektüre dar. Dem von Matschoß in seinem Vorworte geäußerten Wunsche möchte ich mich anschließen, nämlich daß recht viele Industriefirmen dem Beispiel der Demag folgend, künftig durch Herausgabe ähnlicher Werke die ernsthafte geschichtliche Arbeit unterstützen und fördern mögen.

Ausführlich auf den sachlichen Inhalt des Buches einzugehen würde im Rahmen dieser Besprechung zu weit führen. Nur ganz kurz sei der Werdegang der Demag und ihrer Stammunternehmen geschildert. Im Herbst 1819 wurde in Wetter von Friedrich Harkort und Heinrich Kamp die „Mechanische Werkstätte Harkort und Co." eröffnet. Dampf-, Wasserhaltungs- und Textilmaschinen waren die ersten Erzeugnisse. 1826 wurde ein Pudde und Walzwerk in Betrieb genommen. Nach Harkorts Ausscheiden 1837 wurde die Fabrik unter dem Namen „Kamp und Co." weitergeführt, ohne erhebliche Erfolge zu erzielen. Erst unter Alfred Trappen, der 1867 alleiniger Direktor wurde, begann die große Blütezeit. Neben den bisherigen Erzeugnissen wurde der Bau von Förder-, Gebläse- und Walzenzugmaschinen besonders gepflegt. Nachdem Trappen aus der 1873 in eine „Märkische Maschinenbau-Anstalt vormals Kamp und Com." umgewandelten Firma 1890 ausgetreten war, wurde auch noch der Bau von Hochofengasmaschinen aufgenommen. 1906 erfolgte die Vereinigung mit der ebenfalls in Wetter gelegenen Fabrik Ludwig Stuckenholz zur „Märkischen Maschinenbau-Anstalt, Ludwig Stuckenholz A.-G."

Die Firma Ludwig Stuckenholz war in den 30 er Jahren als Kupfer- und Kesselschmiede gegründet worden. 1856 durch eine Maschinenfabrik und Eisengießerei erweitert, hatte sie sich unter der Leitung von Rudolph Bredt zu einer der angesehensten Kranfirmen auf dem Weltmarkt entwickelt. Nach Bredts Tode wurde Wolfgang Reuter, der 1888 als 22-Jähriger eingetreten war, 1890 Alleinbesitzer und nach der Vereinigung mit Kamp und Co. Direktor der neuen A.-G.

Im gleichen Jahre 1906 schloß Reuter eine Interessengemeinschaft mit zwei weiteren Firmen „Duisburger Maschinenbau-Aktien-Gesellschaft" und der „Benrather Maschinenfabrik A.-G." ab.

Das erstgenannte Unternehmen war 1862 an August Bechem und Theodor Keetman unter den Namen „Bechem und Keetman" als Fabrik zur Massenherstellung von Ketten, Zahnrädern, Winden und Flaschenzügen gegründet worden. 1872 entwickelte sich daraus die „Duisburger Maschinenbau-Aktien-Gesellschaft vormals Bechem und Keetman", die noch die Herstellung von Walzwerksanlagen, Kompressoren und Gesteinsbohrmaschinen aufnahm.

Die „Benrather Maschinenfabrik A.-G." war 1891 von Wilhelm de Fries in Düsseldorf als kleine Kranfabrik „De Fries und Co." gegründet worden. 1896 wurde bereits daraus die „Benrather Maschinenfabrik G. m. b. H." und 1898 die genannte A.-G., die seit 1901 alle Maschinen für Hütten- und Walzwerke neben den Krananlagen herstellte.

Der vorhin erwähnten Interessengemeinschaft folgte 1910 der völlige Zusammenschluß der genannten Firmen zur „Deutschen Maschinenfabrik A.-G." unter Wolfgang Reuter als Generaldirektor. Die bisherigen Erzeugnisse wurden unter die einzelnen Fabriken nach praktischen Gesichtspunkten verteilt.

1918 fand eine weitere Fusion statt. Die 1885 von Rudolf Meyer in Mülheim gegründete, 1907 in die „Rudolf Meyer A.-G." umgewandelte Fabrik für Kompressoren, Druckluftlokomobilen, Gesteinsbohrmaschinen usw. wurde 1918 mit der „Demag" vereinigt, die heute insbesondere Hebezeuge aller Art und sämtliche Maschinen für das Eisenhüttenwesen liefert.

Dipl.-Ing. Franz Wiener.

Edgar Herbst, Für Menschheits-Kultur gegen Wirtschafts-Anarchie, Umsturz und Spießertum. Anzengruber-Verlag, Verlag, Leipzig — Brüder Suschitzky-Wien.

Die Arbeit als Grundlage für die innerstaatlich-soziale Wirtschaftsneuordnung von Maximilian Brandt. Wien 1918. Anzengruber-Verlag, Leipzig — Brüder Suschitzky-Wien.

Schlomann-Oldenbourg Illustrierte Wörterbücher, Band 13 Baukonstruktionen mit rd. 2600 Abbildungen und Formeln. Deutsch/Englisch/Französisch/Russisch/Italienisch/Spanisch. Herausgegeben von R. Oldenbourg, Verlag, Berlin-München, Glückstr. 8. Preis geb. M. 30,— zuzüglich Verlags-, Sortiments- und Teuerungszuschlag.

Die verdienstvolle Sammlung der Illustrierten technischen Wörterbücher hat in dem vorliegenden Band 13 eine wertvolle Bereicherung erfahren. Der Inhalt umfaßt Kapitel über Mathematik, Mechanik, Baustoffe (mit Ausschluß von Beton, das im Band 8 bereits enthalten ist), Grundbau, Steinbau, Holzbau, Eisenbau, Brückenbau und besondere Bauten wie Baracken und Luftschiffshallen. Den Schluß bildet ein alphabetisch geordnetes Wortverzeichnis.

Wenn wir auch heute in Deutschland auf dem Gebiete der technisch-wissenschaftlichen Arbeit zum Teil dadurch behindert sind, daß wir infolge des niedrigen Geldwertes kaum die notwendige ausländische Literatur verfolgen können, so ergibt sich doch für den Techniker häufig die Gelegenheit im geschäftlichen Leben ein Wörterbuch wie das vorliegende zu gebrauchen. Aber auch bei den Studien ausländischer Werke aus früherer Zeit ist ein Wörterbuch wie das vorliegende ein sehr notwendiger Behelf.

Das verdienstvolle Unternehmen der Illustrierten technischen Wörterbücher sollte in jeder Weise unterstützt werden, und auch aus diesem Grunde möchte ich allen Bauingenieuren und Architekten von Wissenschaft und Praxis die Anschaffung des wertvollen Buches empfehlen.

E. P.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W
Druck von H. S. Hermann & Co. Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang | 31. März 1920 | Heft 6

SCHWEBEFÄHREN ÜBER DEN RIACHUELO IN BUENOS-AIRES.

Von Dipl.-Ing. Kusenberg, Sterkrade Rhld.

Buenos-Aires, die Hauptstadt der Argentinischen Republik, ist ein Welthandelsplatz mit äußerst lebhaftem Hafenverkehr. Nach einem amtlichen Berichte seines Hafenverkehrsbüros umfaßte die Schiffsbewegung im Berichtsjahre 1909 16 993 973 R. T., von denen 10 367 658 R. T. auf den Überseeverkehr, der Rest von 6 626 315 R. T. auf die Küstenschiffahrt entfielen.

Im gleichen Jahre betrug der gesamte Verkehr im Hamburger Hafen 24 523 397 R. T., hatte also ungefähr den 1½-fachen Umfang wie derjenige von Buenos-Aires. Während aber der Hamburger Hafen um die genannte Zeit über insgesamt 64 km Kai- und Uferstrecken verfügte, hatte das Hafengebiet von Buenos-Aires nur etwa 24 km nutzbare Uferstrecken, woraus folgt, daß die Dichtigkeit des Schiffsverkehrs im Hafen von Buenos-Aires noch erheblich größer war, als diejenige im Hamburger Hafen zur Zeit der Blüte des deutschen Welthandels.

Den verhältnismäßig größten Teil des Hafenverkehrs nimmt eine etwa 4 km lange Strecke des Riachuelo auf, zwischen der Hauptstadt und der Vorstadt Avellaneda gelegen. In den Fabriken dieser Vorstadt finden zahlreiche Arbeiter Beschäftigung, die in der Hauptstadt wohnen und deshalb genötigt sind, zur Erreichung ihrer Arbeits- bzw. Wohnstätten täglich mehrmals den Riachuelo zu überschreiten. Nach Schätzung betrug die Zahl dieser Arbeiter im Jahre 1911 etwa 80 000.

Die angeführten Zahlen lassen erkennen, daß einerseits im Interesse eines ungehinderten Hafenverkehrs der Riachuelo von Hindernissen für die Schiffahrt möglichst frei zu halten war, daß aber anderseits ein lebhaftes Bedürfnis bestand, den Fußgänger- und sonstigen Verkehr zwischen Haupt- und Vorstadt durch Schaffung von Gelegenheiten zum Überqueren des Flusses zu erleichtern.

In dem Bestreben, die sich widerstreitenden Interessen der Schiffahrt und des Überlandverkehrs nach Möglichkeit auszugleichen, beschlossen die maßgebenden Behörden im Jahre 1911 den Bau zweier Schwebefähren an dazu besonders geeigneten Stellen.

Eine für den Bau und Betrieb dieser Fähren eigens gebildete Gesellschaft erhielt die erforderlichen Vollmachten und wurde beauftragt, die Bauwerke innerhalb einer bestimmten Frist betriebsfertig herzustellen.

Auf Veranlassung dieser Gesellschaft ließ die Gutehoffnungshütte in Oberhausen (Rhld.) durch ihre Brückenbauabteilung in Sterkrade einen Entwurf ausarbeiten, der ohne grundsätzliche Änderungen zur Ausführung gelangte.

Der Riachuelo ist an den beiden Baustellen rd. 100 m breit und hat dürftig durch Bohlwerke befestigte Ufer. Seitens der Hafenbehörden wurden an die zu erbauenden Fähren folgende Anforderungen gestellt: Für die Schiffahrt muß eine Durchfahrtsöffnung von 60,50 m lichter Breite und 42 m lichter Höhe über Mittelwasser freigehalten werden, die Uferbefestigungen müssen unberührt bleiben und die Ufer selbst, die dem lebhaftesten Verkehr dienen, dürfen keinerlei Einengungen erleiden.

Diese Bedingungen führten zu einer eigenartigen Lösung der gestellten Aufgabe, die einer ausführlicheren Besprechung an dieser Stelle wohl wert sein dürfte.

Das eiserne Tragwerk der Fähre ist ein rahmenartiges Gebilde mit 4 Ständern von dreieckigem Querschnitt nach Abb. 1. Die mit der Bauwerkslängsachse gleichlaufenden Wände der Ständer sind oben durch die Hauptträger des Fährgerüstes miteinander verbunden, unten nach rückwärts verlängert und gelenkig an kurze Zufahrtsbrücken angeschlossen (Abb. 1).

Die zur Flußrichtung parallel gestellten Ständerwände sind in Hauptträgerhöhe durch Fachwerke zu Rahmen zusammengeschlossen, unten, in Auflagerhöhe, durch Riegel miteinander verbunden (Ab. 1, Seitenansicht). Die Stützung des ganzen Traggerüstes erfolgt in den Punkten a, b, c, d (Abb. 1, Grundriß), und zwar derart, daß sämtliche Lager in der Längsrichtung unverschieblich, die Lager a und b auch in der Querrichtung fest, die Lager c und d aber querverschieblich sind. Infolge

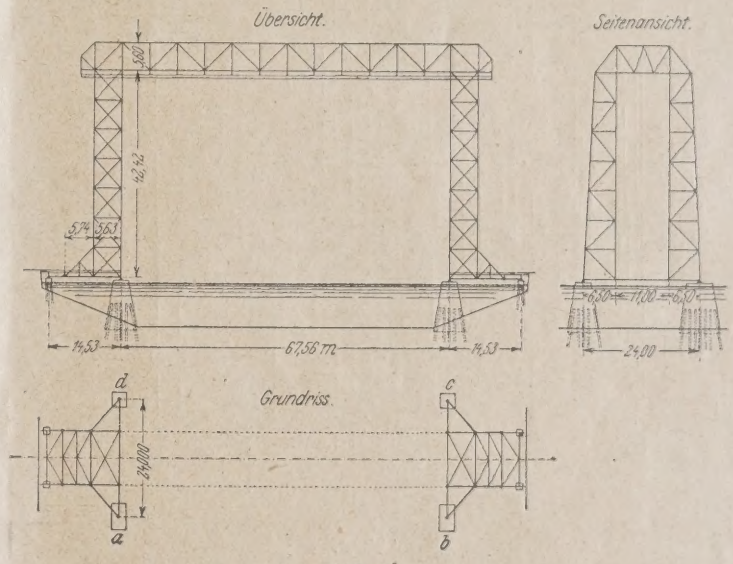


Abb. 1.

dieser Anordnung können sämtliche Lager außer lotrechten Drücken auch Längskräfte, die Lager a und b dazu noch Querkräfte auf die Pfeiler übertragen. Das Gerüst hat 67,56 m Stützweite. Seine Höhe mißt 42,42 m von Mitte des untersten Riegels bis Mitte des Hauptträger-Untergurtes. Die Breite der Ständer beträgt in der Längsansicht 5,63 m, ebenso die Feldlänge der Hauptträger, deren Höhe zu 5,60 m gewählt ist. Die Querrahmen haben die in Abb. 1 (Seitenansicht) veranschaulichte Ausbildung, ihre Stützweite beträgt 24 m. Windverbände sind in den Ebenen der Hauptträger-Ober- und Untergurte angeordnet; sie stützen sich auf die Querrahmen. Ferner sind die in den Hauptträgerebenen liegenden äußeren Ständerpfosten quer miteinander verspannt, soweit das in Rücksicht auf die Durchfahrt der Fährbühne möglich war. Endlich befinden sich in der Ebene der untersten Ständerriegel kräftige wagerechte Verbände, welche den Schub der Hauptrahmen auf die Pfeiler übertragen (Abb. 1, Grundriß). Diese Verbände setzen sich nach auswärts fort und bilden die Stützen für die Windverspannungen der Zufahrtsbrücken.

Abb. 2 gibt eine Übersicht der gesamten Anordnung.

Die Lotrechten der Hauptträger sind nach unten verlängert und dienen zur Stützung der Laufbahnträger für den Fahrwagen (Abb. 3). Die Laufbahnträger sind Blechträger mit aufgenieteten Kranschienen; ihre Entfernung von Mitte zu Mitte beträgt 10,17 m.

Der Fahrwagen besteht aus 2 gelenkig miteinander verbundenen Hälften. Jede derselben hat nur 2 Laufräderpaare, um statisch bestimmte Raddrücke zu sichern. Mittlich zu den Laufrädern greifen die Drahtseile an zur Aufhängung der Fährbühne (Abb. 2).

Das Gerüst der Fährbühne wird durch 5 Querrahmen gebildet, bestehend aus Querträgern für die Fahrbahn mit Kragstücken für die Unterstände, 2 Ständern im Abstande von

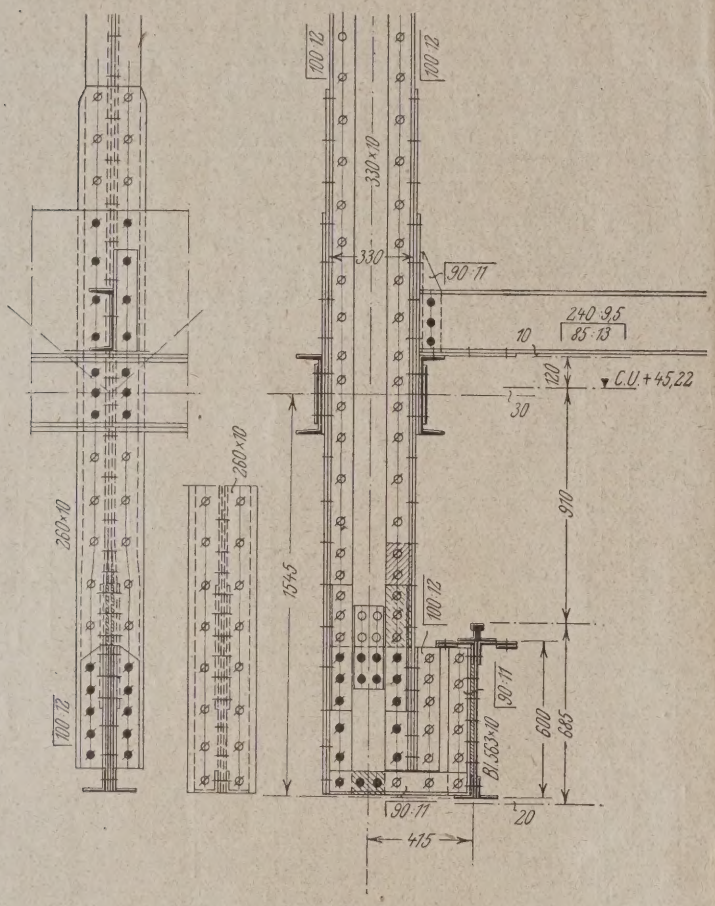


Abb. 3.

7,20 m und verbindendem oberen Fachwerk. In den durch die Ständer gebildeten Längsebenen sind die Querrahmen durch rahmenartige Fachwerke miteinander verbunden, die zusammen mit wagerechten Verspannungen dem ganzen Gerüst einen festen Zusammenhalt geben. Oberhalb des Gerüstes ist das Führerhaus angeordnet.

Das Gerippe der Fahrbahn hat einen 10 cm starken Belag aus Eichenholz, darüber einen 5 cm starken Schutzbelag aus Kiefernbohlen. Die Fahrbahn trägt in der Mitte ein Straßenbahngleis und bietet seitlich davon noch Platz für Fuhrwerke oder Fußgänger. Außerhalb der Fahrbahn sind gedeckte Unterstände angeordnet.

Die Fährbühne ist durch 12 verschlossene Gußstahl-Drahtseile von 29 mm ⌀ an den Fahrwegen angehängt. Die Seillänge ist nach Abb. 4 regelbar.

Innerhalb der 3 Pfosten eines Gerüstständers ist an beiden Seiten des Flusses ein Aufzug angeordnet. Er vermittelt den Zugang zu je einer rd. 42 m hoch gelegenen überdachten Plattform, die für Wirtschaftsbetrieb geeignet ist oder als Aussichtsplatz dienen kann. Die beiden Plattformen stehen durch einen Laufsteg miteinander in Verbindung, die Aufzüge sind durch besondere Stege von den Ufern aus zugänglich.

Das vorbeschriebene Tragwerk der Fähre stützt sich auf 4 im Fluß stehende Pfeiler. Zwei derselben haben quadratischen, die anderen beiden rechteckigen Grundriß, entsprechend der vorerwähnten Verteilung der Stützendrücke.

Da tragfähiger Untergrund sich an beiden Baustellen erst in großer Tiefe befindet, wurden die Pfeiler auf Pfählungen gegründet. Für die quadratischen Pfeiler sind je 24, für die rechteckigen Pfeiler je 38 Eisenbetonpfähle bis in den tragfähigen Untergrund eingerammt. Darüber wurden 10 m hohe Senkkasten aus Eisenbeton in Form abgestumpfter Pyramiden gestülpt und unter Druckluft bis auf 9,5 m unter Mittelwasser niedergebracht, worauf die Hohlräume der Senkkasten mit Beton gefüllt wurden.

Die Uferbefestigungen durften, wie schon erwähnt, durch das Tragwerk der Fähre nicht belastet werden. Es waren deshalb zur Stützung der kurzen, klappenartigen Zufahrtsbrücken noch besondere Stützen im Wasser zu errichten. Diese bestehen aus 2 durch einen Eisenbetonbalken miteinander verbundenen Pfahlbündeln.

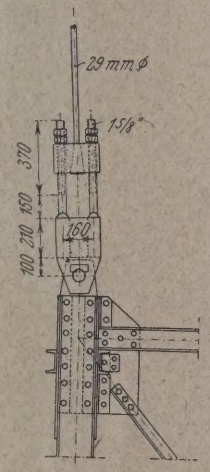


Abb. 4.

Wie aus der Beschreibung des eisernen Tragwerks hervorgeht, stützen sich die Hauptrahmen auf die Querrahmen und auf wagerechte Träger, nicht unmittelbar auf die Pfeiler. In folgedessen sind die statischen Verhältnisse des Eisenwerks ziemlich verwickelt.

Es würde zu weit führen, hier auf die Festigkeitsberechnung näher einzugehen, auch keine neuen Gesichtspunkte liefern, weshalb nur einige Andeutungen Platz finden mögen.

Um die Berechnung zu vereinfachen und damit abzukürzen, wurden die beiden Rahmenwerke zunächst für sich behandelt, die Hauptrahmen als äußerlich, die Querrahmen als innerlich einfach statisch unbestimmte Fachwerke, unter Berücksichtigung der verschiedenen Belastungsmöglichkeiten durch ständige Last, Verkehrslast, Bremskraft, Winddruck und Temperatur änderungen. Die Stützendrücke der Hauptrahmen und deren Verbände wurden dabei als Belastungen der Querrahmen angesehen. Für die beiden Rahmen gemeinsamen Stäbe wurden schließlich die Summen der einander entsprechenden Stabkräfte gebildet.

Die Festigkeitsberechnung und Gewichtsermittlung für die Fährbühne und den Fährwagen waren natürlich vorausgegangen.

Folgende Belastungsannahmen bildeten die Grundlage für die Festigkeitsberechnung:

1. Ständige Lasten:
   - Gewicht der Fährbühne einschl. Führerhaus, Seile und Seilköpfe . . . . . 37 t.
   - Gewicht des Fahrwagens mit Maschinerie . 29 t.
   - Gewicht der Hauptträger einschl. Verbände und Laufbahnträger . . . . . 195 t.
   - Gewicht der Plattformen . . . . . 15 t.
   - Gewicht der Ständer . . . . . 190 t.
   - Gewicht der Zufahrten einschl. Belag . . . 74 t.
2. Verkehrslasten:
   - Auf der Fähre ein Straßenbahnwagen von 20 t Gewicht oder eine Dampfwalze von 16 t Gewicht, dazu Menschengedränge von 500 kg/qm, insgesamt nicht mehr als . . . . 45 t.
   - Auf den Plattformen und dem Verbindungssteg 500 kg/qm.
   - Auf den Zufahrten die vorgenannten Fahrzeuge daneben Menschengedränge von . . . . . 500 kg/qm.
3. Winddruck:
   - Winddruck auf Gerüst, Fähre usw. 150 kg/qm bei belastetem Tragwerk, 250 kg/qm bei unbelastetem Tragwerk.

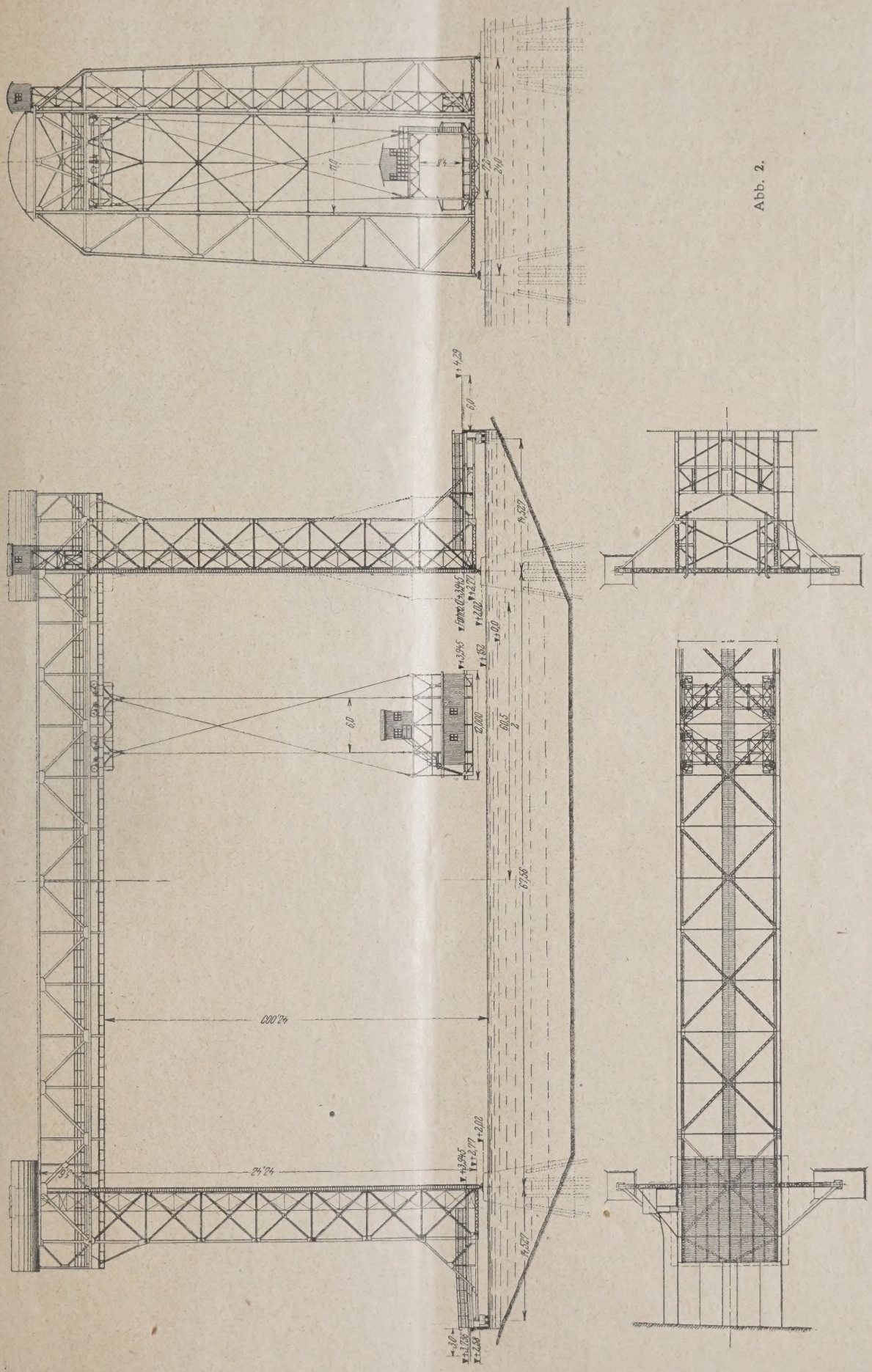


Abb. 2.

4. Bremskraft:
Es wird angenommen, daß die mit 2 m/sec fahrende belastete Fähre auf einem Wege von 5 m zum Stillstand kommt, woraus sich eine Bremskraft von 4,52 t ergibt.

5. Temperaturänderungen:
Der Berechnung von Temperaturspannungen wird eine Wärmeschwankung von $\pm$ 35° C zugrunde gelegt.

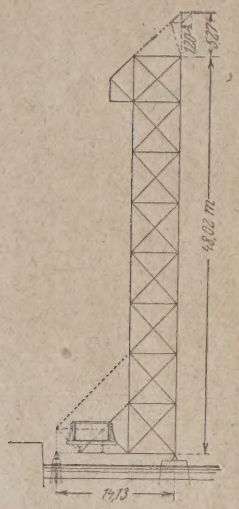


Abb. 5.

Um Eisen zu sparen und das Tragwerk recht luftig erscheinen lassen zu können, ist für die Haupttragglieder ein hochwertiges Flußeisen von mindestens 45 kg/cm² Festigkeit zur Verwendung gekommen, während die übrigen Bauteile aus gewöhnlichem Flußeisen hergestellt worden sind.

Als zulässige Größtbeanspruchung wurde $\sigma = 1500$ kg/cm² für das hochwertige, $\sigma = 1250$ kg/cm² für das gewöhnliche Flußeisen gewählt. Für Druckstäbe wurde eine mindestens 5-fache Knicksicherheit nach Euler verlangt.

Für die Aufhängeseile der Fährbühne wurde eine Größtbelastung von 22 t errechnet. Der Nutzquerschnitt eines Seiles hat 586,8 mm². Bei einer Festigkeit des verwandten Gußstahldrahtes von 130—140 kg/mm² beträgt die Mindesttragkraft 76,3 t, die rechnerische Sicherheit gegen Bruch ist also eine $\frac{76,3}{22,0} = 3,47$-fache.

Der Antrieb der Fähre erfolgt durch 4 Elektromotoren von 20 PS (auf jeder Fahrwagenhälfte 2 Stück). Sie wirken mittels Vorgelege auf Zahnräder, die unmittelbar mit den Laufrädern verbunden sind. Die Zuführung des Drehstromes (von 500 Volt und 50 Perioden) erfolgt in Höhe des unteren Windverbandes durch Schleifleitungen, die durch Kabel mit der städtischen

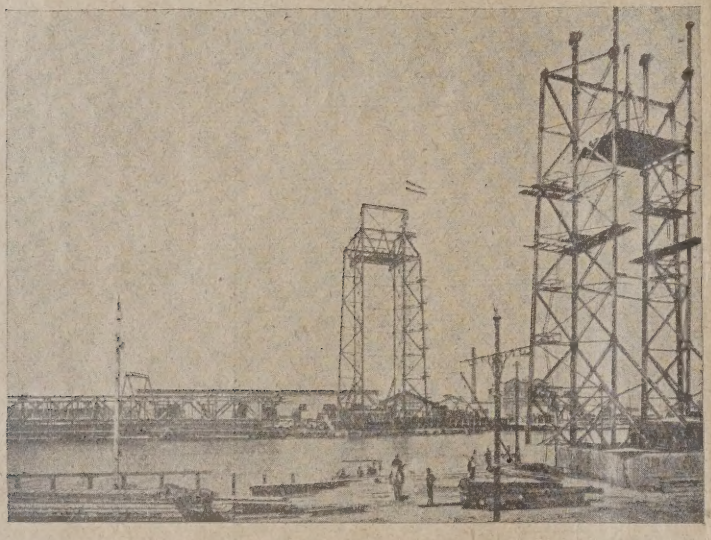


Abb. 6.

Leitung in Verbindung stehen. Da in letzterer die Spannung nur 225 Volt beträgt, so ist ein Umformer zwischengeschaltet.

Um das Einfahren der Fährbühne in die Endstellungen zu erleichtern, sind oberhalb der Horizontalträger über den Pfeilern besondere Führungen angeordnet.

Die genaue Höhenlage der Fähre im Anschluß an die Zufahrten wird durch Auflaufrollen gesichert. Ist die Endstellung erreicht, so wird die Fährbühne vom Führerhaus aus verriegelt. Etwaige Stöße beim Anfahren werden durch Luftpuffer aufgenommen.

In Rücksicht auf den eingangs erwähnten außerordentlich lebhaften Schiffsverkehr auf dem Riachuelo konnte natürlich von einem Gerüstbau innerhalb der Pfeiler keine Rede sein. Für den freien Vorbau der Hauptträger war die ganze Art des Tragwerks auch nicht geeignet, zumal die Möglichkeit fehlte, wirksame Rückverankerungen anzubringen. Es wurde deshalb bei der Aufstellung des Eisenwerks folgendermaßen verfahren:

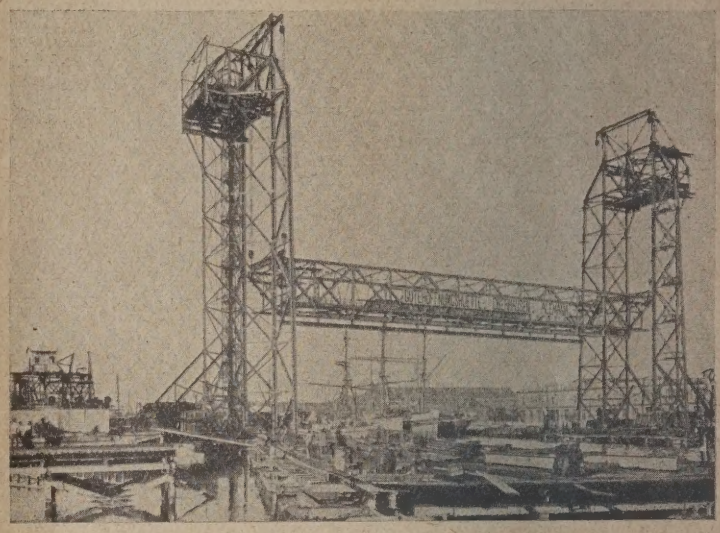


Abb. 7.

Nachdem zuerst in den Ebenen der Hauptträger, 14,13 m von den Pfeilerachsen entfernt, 4 Holzjoche gerammt worden waren als Stützen für die vorübergehend verlängerten Ausleger der inneren Ständerwände, und 4 ähnliche Joche in den Schnittpunkten der Hauptträgerebenen mit den Pfeilerquerebenen zur Unterstützung der inneren Ständerpfosten, wurden zwischen den Ufern und den Pfeilern Arbeitsbühnen auf Holzpfählen hergerichtet. Über diesen wurde zunächst das Eisenwerk der Zufahrtsbrücken, der erwähnten Horizontalträger und des unteren Teiles der Ständer aufgestellt. Die äußeren Ständerpfosten wurden dabei gleich auf die endgültigen Lager gestützt, die verlängerten Ausleger und die inneren Ständerpfosten auf hydraulische Hebeböcke. Nachdem das Stabwerk der Ständer bis zum ersten Pfostenstoß eingebaut war, wurden die Enden der Ausleger durch Hilfsstreben mit den Ständern und unter sich verbunden. Dann wurden nach Abb. 5 hölzerne Gegengewichtskasten angebracht und mit je ~ 140t Steinen gefüllt, wodurch die hochgebauten Ständer gegen die Einwirkung von Winddrücken und später auftretenden außermittlichen Belastungen gesichert wurden. Mit Hilfe einer verschiebbaren Arbeitsbühne (Abb. 6) konnten sodann die Ständer mit ihren Verstrebungen in ganzer Höhe aufgestellt werden.

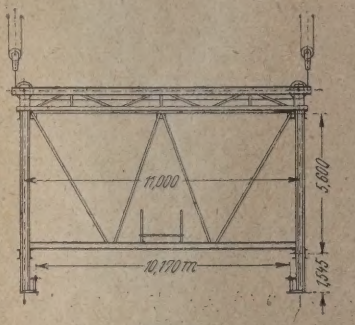


Abb. 8.

Der zwischen den Ständern gelegene Teil der Verbindungsbrücke einschließlich der Laufbahnen für die Fähre wurde um dieselbe Zeit, in der die Ständer emporwuchsen, auf schwimmender Rüstung an einer geschützten Uferstelle zusammengebaut und fertig vernietet, hernach zwischen die Ständer gefahren und mit 4 Flaschenzügen hochgezogen (Abb. 6 u. 7).

Zum Zwecke des Aufziehens der rd. 180 t schweren Verbindungsbrücke wurden die Ständer durch aufgesetzte, etwas nach innen vorkragende eiserne Böcke erhöht. Die an diesen Böcken hängenden Flaschenzüge wurden unten nicht unmittel-

bar an den Enden der Verbindungsbrücke angeschlagen, sondern sie trugen die Last durch Vermittlung einer Ausgleichvorrichtung nach Abb. 8. Durch diese Einrichtung wurde das mögliche Voreilen der einen oder anderen Winde unschädlich gemacht und eine gleichmäßige Belastung der Hebevorrichtungen gesichert. Die 4 Winden zum Heben der Last waren auf den Arbeitsbühnen bei den Pfeilern aufgestellt; sie wurden elektrisch angetrieben.

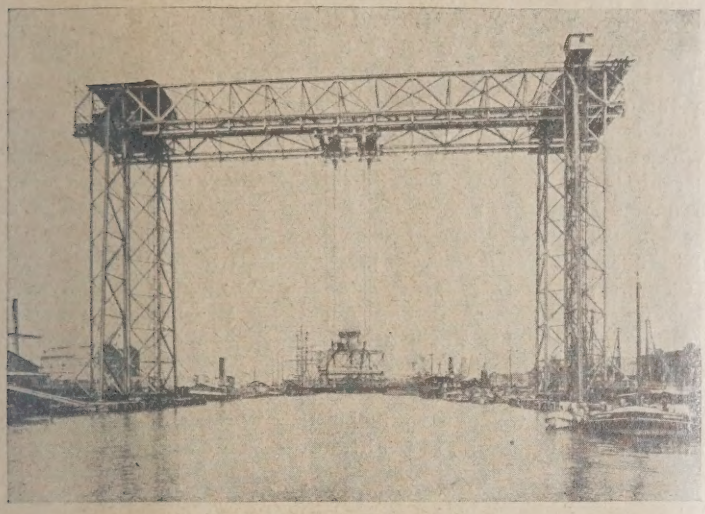


Abb. 9 zeigt eine der beiden Schwebefähren kurz vor ihrer Vollendung.

Die Ständer des Tragwerks hatten bei ihrer Aufstellung eine schwache Neigung nach rückwärts erhalten. Nachdem die Verbindungsbrücke hochgezogen war, wurden sie mittels der eingangs erwähnten hydraulischen Hebeböcke nach einwärts gekippt, um ihren Zusammenschluß mit der Verbindungsbrücke zu erleichtern.

Für das Einfahren und Hochziehen der Verbindungsbrücke hatte die Hafenbehörde eine dreistündige Verkehrspause am frühen Morgen angeordnet. Dank der erwähnten Einrichtungen genügte diese Zeit vollauf, um die Verbindungsbrücke vom Ufer her zwischen die Ständer zu fahren, rd. 42 m hoch zu heben und sicher mit den Ständern zu verbinden.

Das Gesamtgewicht eines Bauwerks ergab sich nach einer genauen Gewichtsberechnung zu rd. 499 t. Nachstehende Tafel gibt eine Übersicht über die Verteilung dieses Gewichtes auf die einzelnen Bauwerksteile und die verwendeten Baustoffe.

Gewichtsübersicht.

Bauwerksteil	Hochwertiges Flußeisen kg	Gewöhnliches Flußeisen kg	Stahl kg	Gesamtgewicht kg
Ständer	108 012	80 993	—	189 005
Verbindungsbrücke	92 487	55 703	—	148 190
Zufahrtsbrücken	4 920	39 056	—	43 679
Laufbahnträger und Schienen	22 391	8 389	—	30 780
Plattformen und Verbindungssteg	—	17 747	—	17 747
Fahrwagen	—	15 924	—	15 924
Fährbühne	—	24 157	—	24 157
Führerhaus	—	1 468	—	1 468
Seile und Seilköpfe	—	—	3 740	3 740
Auflager	—	—	7 180	7 180
Aufzugsgerüste	—	16 818	—	16 818
Summe	227 810	260 255	10 920	498 985

Der Unterbau der Schwebefähren wurde von der Tiefbau-A. G. Wayß & Freytag in Neustadt entworfen und von ihrer Niederlassung in Buenos-Aires ausgeführt.

Das Eisenwerk stammt aus den Brückenbauwerkstätten der Gutehoffnungshütte in Sterkrade, deren Personal auch die Aufstellung an Ort und Stelle bewirkte. Nach den Entwürfen der Gutehoffnungshütte führte das Welterwerk in Köln-Zollstock den Antriebsmechanismus aus, während die elektrische Ausrüstung der Fähren von den Siemens-Schuckert-Werken in Duisburg bzw. Berlin entworfen und ausgeführt wurde.

AUSFÜHRUNG NEUERER WASSERHOCHBEHÄLTER FÜR DIE WASSERWERKSERWEITERUNG DER STADT PFORZHEIM IN BADEN.

Von Regierungsbaumeister Daur, Oberingenieur der städt. Gas- und Wasserwerke, Pforzheim i. B.

I. Vorarbeiten:

Das Jahr 1875 ist für die Stadt Pforzheim das Entstehungsjahr einer zentralen Quellwasserversorgung mit Anschluß der einzelnen Gebäude. Durch Unterstützung der württembergischen Eisenbahnverwaltung war es möglich, die auf württembergischem Landesgebiet entspringenden Quellen im Grösseltal, einem Seitentale der Enz, nutzbar zu machen. Mit der Errichtung dieser Anlage wurde gleichzeitig ein Hochbehälter mit 2400 cbm Fassungsraum erstellt. Die Ausführung desselben erfolgte in Bruchsteinmauerwerk aus Buntsandstein. Eine Querwand teilt die 7 nebeneinandergereihten Tonnengewölbe in zwei gleiche Hälften. Die Widerlagerdrücke der Gewölbe sind durch Stützbögen auf Pfeiler übertragen. Die hydraulische Einrichtung ist in die beiden Kammern eingebaut und diese infolgedessen nur bei vollständigem Leerlauf besteigbar, und zwar nur auf steilen Wendeltreppen, die Mittelwand infolge der Querrichtung zu den Tonnengewölben unbegehbar. Die Folgen dieser Anordnung sind neben den unverhältnismäßig teuren Baukosten, 120 000 M., stets mit schlechter Luft angefüllte große Hohlräume über dem Wasserspiegel. Hinzu kommt noch mangelhafte Belüftung und Beleuchtung.

Mit der Erstellung eines Grundwasserpumpwerks im Jahre 1900 und Einführung einer I. Hochzone wurden für diese weitere 3 Behälter in Stampf- und Eisenbeton mit einem Gesamtfassungsraum von 3500 cbm erstellt. Den durch die armierten Längs- und Querträger entstehenden Deckenfeldern haften dieselben Nachteile, wie oben beschrieben, an. Ebenso zwei kleineren Hochbehältern mit 750 cbm Nutzraum für die II. Hochzone.

Die überaus rasche Entwicklung der Schmuckindustrie in den neunziger Jahren des vorigen Jahrhunderts ließ die Einwohnerzahl und damit den Wasserverbrauch sprunghaft in die Höhe gehen. Die Einwohnerzahl hat von 1880—1910 von 23 000 auf 70 000 zugenommen, d. h. sie hat sich verdreifacht. Der Wasserverbrauch stieg in diesem Zeitraum von 710 000 cbm auf 3 300 000 cbm, d. h. er hat sich annähernd verfünffacht. Es war nur einer überaus weitsichtigen Verwaltung zu verdanken, wenn die geplanten Erweiterungsbauten immer frühzeitig genug fertiggestellt waren, damit das sich immer mehr steigernde Bedürfnis nach Wasser jederzeit befriedigt werden konnte. Mit den durch den Weltkrieg jäh unterbrochenen Vorarbeiten für die nächste Wasserwerkserweiterung

wurde schon im Jahre 1910 begonnen. Im Zusammenhang mit der Bearbeitung des Projekts für ein weiteres Grundwasser-

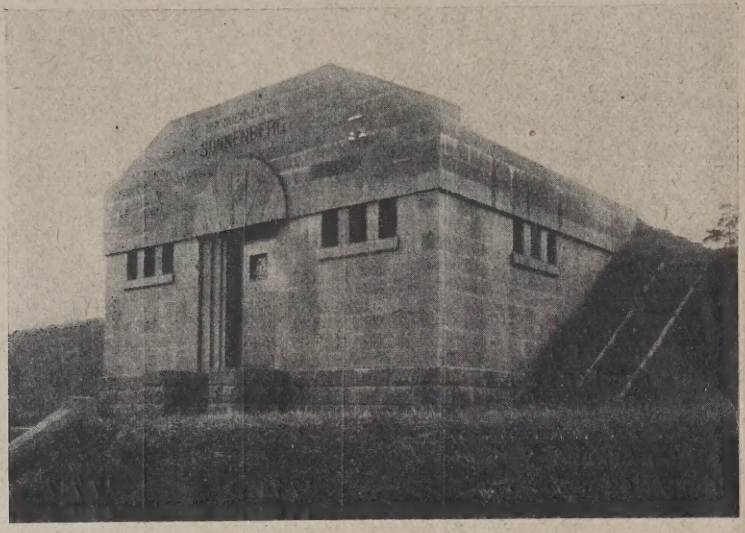


Abb. 1.

pumpwerk wurden auch Unterlagen für die zukünftige Entwicklung des Verteilungsrohrnetzes und die Größenbemessungen der noch zu erstellenden Hochbehälter geschaffen.

II. Ausführung.

Als erster Teil der kommenden Erweiterungsbauten wurden in den Jahren 1913/14/15 zwei dieser Hochbehälter erbaut, bei deren Konstruktion die oben erwähnten Mängel sämtlich berücksichtigt und die in den beigegebenen Abbildungen dargestellten beiden Anlagen erstellt wurden.

Der Hochbehälter „Sonnenberg" (s. Abb. 1) mit 2000 cbm Fassungsraum ist im Walde an einer Kreisstraße erstellt. Die architektonische Ausgestaltung der in dunkelrotem Buntsandstein aufgeführten Vorkammer ist einfach gehalten; der Vorbau wirkt gut abgestimmt zu dem saftigen Grün des allerdings hier nicht sichtbaren umgebenden Waldes.

Abb. 2.

Der Hochbehälter „Stückelhälden" (s. Abb. 2) mit 3000 cbm Nutzraum soll später mitten in eine öffentliche Anlage zu liegen kommen. Mit Rücksicht darauf wurde die äußere Gestaltung etwas reichlicher gehalten, ebenso der Treppenaufgang. Letzterer und der kräftig gehaltene Sockel ist in dunklem Buntsandstein gewählt, während der obere Aufbau in Maulbronner dunkelrotem Keupersandstein ausgeführt ist. Die Vergebung des letzteren Behälters erfolgte in öffentlicher Ausschreibung nach dem Preislistenverfahren. Dieser lag ein Projekt der Gas- und Wasserwerke zugrunde, das vom Verfasser aufgestellt war.

Die gewählte Konstruktion der Wasseraufspeicherungskammern ist für beide Behälter dieselbe. Das für die Anlage wirtschaftlichste Verhältnis der Seitenlängen ist nach Seite 353 II. Band 2. Aufl. Wasserversorgung der Städte von Lueger-Weyrauch errechnet, ebenso nach Seite 354 u. ff. dieses Werkes die Wasserstandshöhe zu 3 m ermittelt, welche Höhe bei einem Behälterinhalt von 3000 cbm und den gegebenen Verhältnissen die Grenzzahl bildet. Die geräumige Vorkammer (s. Abb. 3) hat genügend Platz für spätere Aufstellung eines Zonenzwischenpumpwerks. Eine bequeme Treppe führt zum Aufstellungsraum der hydraulischen Einrichtung, deren Schieber mittels von oben bedienbarer Handräder mit Scheibenständern gedreht werden. Da die Zu- und Verteilungsleitung ein und dieselbe Leitung ist, so sind zur Erzielung guter Wassermischung (von Quell- und Grundwasser) und zur Belüftung des Wassers 2 Rückschlagklappen eingebaut, welche bewirken, daß das geförderte Wasser in dem Standrohr (s. Abb. 4) hochsteigt, durch eine in der Mittelwand verlegte Leitung bis zur Rückseite des Behälters fließt und dort dem Bedarf entsprechend von oben in die Kammern sich ergießt, während das zum Verbrauch kommende Wasser an der Vorderseite des Behälters und unten entnommen wird. In die Übereich- und Grundablaßleitung ist ein Woltmannmesser eingebaut, der eine Nachprüfung der Übereich- und Reinigungswassermengen ausübt. Zur bequemen Reinigung des Behälters sowie für Handwaschzwecke dient eine Spülleitung aus einer höher gelegenen Zone, so daß Wasser mit genügendem Druck zur Verfügung steht. Die Krone der Mittelwand ist als Laufsteg ausgebildet; er gestattet eine bequeme Besichtigung der Anlage und eine gute Bedienung der beiden Einlaufschieber. Ein Fenster aus Glasbausteinen an der rückseitigen Behälterwand bewirkt eine gute natürliche Beleuchtung des Laufstegs. Bequeme Treppen vermitteln den Zugang vom Laufsteg zu den beiden Behälterkammern. Drei große Lichtschächte auf jeder Kammer lassen zur Reinigung genügende Helligkeit einströmen. Zur guten Belüftung sind diese Schächte mit doppelt verschlossenen Luftschachtdeckeln abgedeckt, bei welchen tierische Lebewesen durch ein dichtanliegendes engmaschiges Drahtgewebe von dem Eintritt in die Behälterkammern abgehalten werden. Drei ebenso große Entlüftungsschächte auf dem Gewölbe über dem Mittelgang sowie ein großer Luftschacht auf der Vorkammer bewirken eine gute Be- und Entlüftung des Behälters und stetige Trokkenheit der Vorkammer. Was nun die Ausführung anbetrifft, so war die der Wände in Stampfbeton vorgesehen. Den Übernehmern wurde es jedoch freigestellt, mit entsprechenden Unterlagen versehene Angebote in Eisenbeton einzureichen. Bei beiden Behältern wurde die Ausführung der Wände in Eisenbeton gewählt.

Es wurde der größte Wert auf eine vollständig ebene Untersicht der Decken gelegt. Die glückliche Lösung wurde durch Ausführung in Eisenbeton ermöglicht,

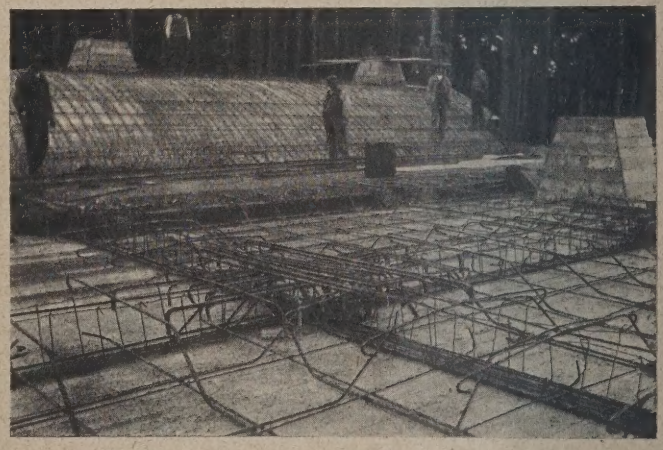


Abb. 5.

Während die Sohlplatte unter dem ganzen Behälter in Stampfbeton eingebracht ist, sind die Wände in doppeltbewehr-

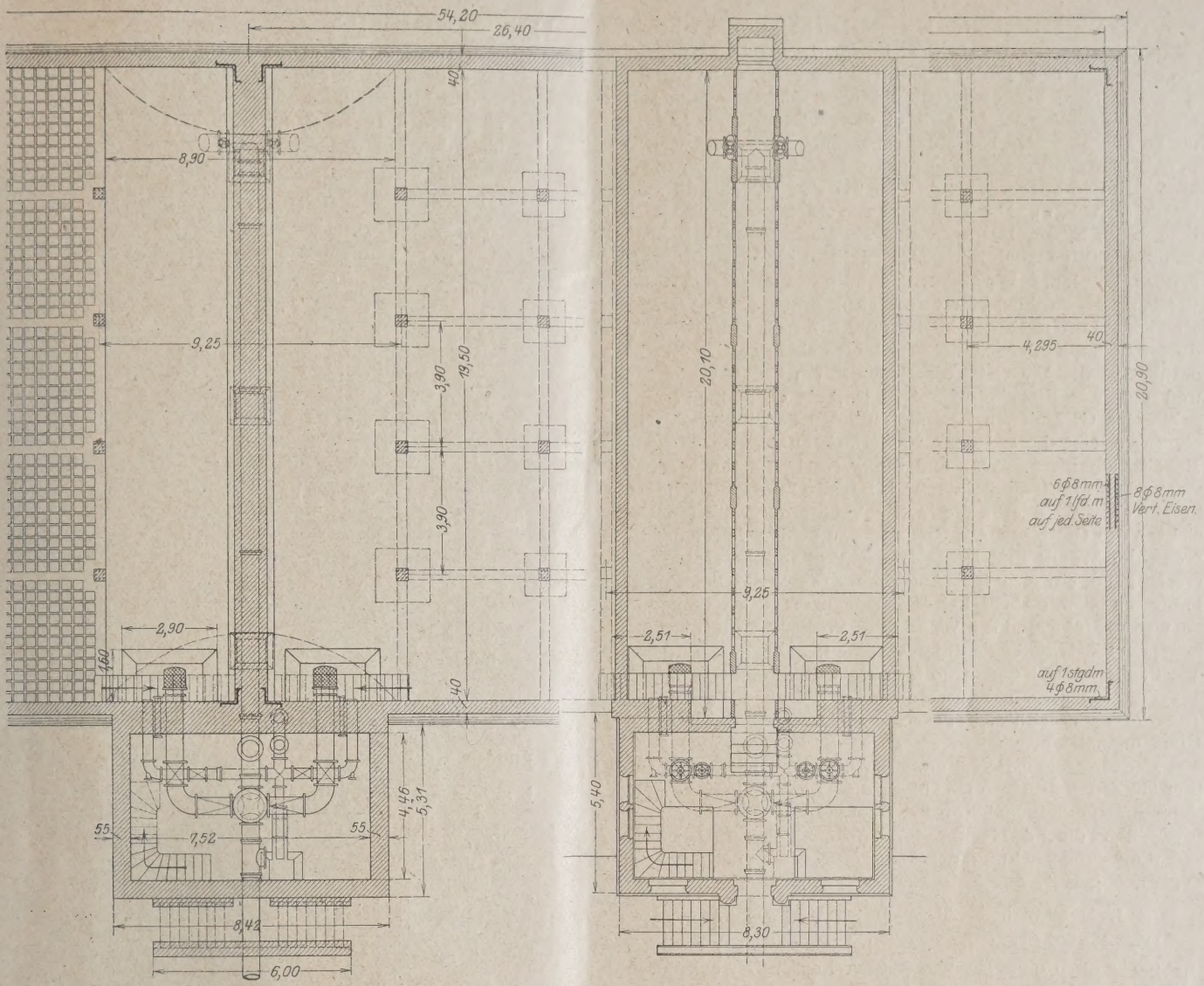

54,20
26,40
40
8,90
9,25
3,90
19,50
3,90
2,90
1,60
40
55
7,52
55
4,46
5,31
8,42
6,00
20,10
9,25
2,51
2,51
5,40
8,30
4,295
40
20,90
6 Φ 8 mm
auf 1 lfd. m
auf jed. Seite
8 Φ 8 mm
Vert. Eisen.
auf 1 stgdm
4 Φ 8 mm

Abb. 3.

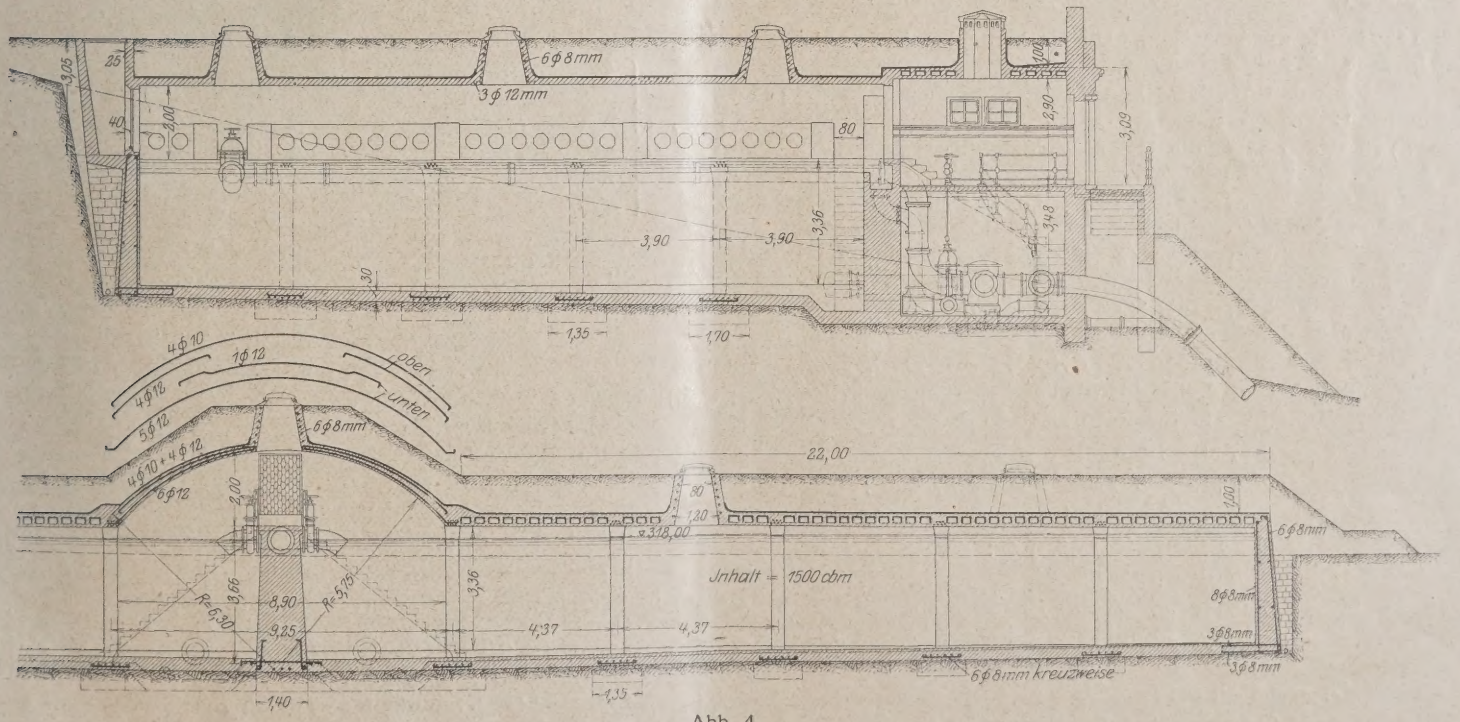

6 Φ 8 mm
3 Φ 12 mm
3,05
25
40
3,00
80
2,90
3,09
3,90
3,90
3,36
3,48
30
1,35
1,70
4 Φ 10
1 Φ 12
4 Φ 12
5 Φ 12
4 Φ 10 + 4 Φ 12
6 Φ 12
oben
unten
6 Φ 8 mm
22,00
2,00
80
120
100
≙ 318,00
6 Φ 8 mm
Inhalt = 1500 cbm
3,66
8,90
9,25
R = 6,30
R = 5,15
3,36
4,37
4,37
8 Φ 8 mm
3 Φ 8 mm
3 Φ 8 mm
6 Φ 8 mm kreuzweise
1,40
1,35

Abb. 4.

tem Eisenbeton erstellt. Mit Rücksicht auf die einfacheren Schalungsarbeiten wurde die Stärke durchgehend unten mit 70 cm, oben mit 40 cm gewählt. Die Decke, in Felder von 4,37/3,90 m Größe eingeteilt, ist über den Behälterkammern einmal als Füllkörper (s. Abb. 5), das andere Mal als Hohlsteindecke ausgebildet. Die Füllkörper aus Schlackenbeton 0,47/0,44/0,12 m groß, die Hohlkörper aus Bimsbeton 0,30/0,30/0,20m groß, sind so angeordnet, daß kreuzweise Bewehrung möglich wurde (s. Abb. 5). Die Träger, nur so stark wie die Decke, d. h. 0,32 m hoch, durchdringen sich ebenfalls kreuzweise; in den Knotenpunkten sind infolgedessen kräftige Eisenansammlungen vorhanden. Die beiden Behälterkammerdecken haben Steigung gegen die Mittelwand, so daß aus dem Wasser aufsteigende Luft nach der Mittelwand hin sich verflüchtigt und dort in dem über dem Laufsteg sich hinziehenden Gewölbe hochgeführt wird. Dieses ist als Bogen mit 3 Gelenken berechnet und massiv in Eisenbeton erstellt (s. Abb. 5). Ein einfach ausgebildetes Geländer in Eisenbeton zu beiden Seiten des Laufsteges verleiht diesem einen wasserdichten Abschluß gegen die Behälterkammern. Während die wasserberührten Flächen in wasserdichtem Zementglattstrich im Mischungsverhältnis 1 : 1 hergestellt sind, bieten die in Stockbeton ausgeführten Untersichten des Gewölbes, des Geländers zu beiden Seiten des Laufstegs, der Wände und Decke in der Vorkammer, stets trocken erscheinend, ein gefälliges Aussehen. Die Decke der Behälterkammern ist mit abgescheibtem Zementverputz versehen. Bis zu 1,50 m Höhe sind die Wände der Vorkammer mit elfenbeinfarbiger Plättchenbekleidung versehen. Die ganze Behälteroberfläche ist mit einem 40 mm starken Asphaltbelag, der in 2 versetzten Lagen aufgebracht ist, gegen Eindringen von Tagewasser geschützt, ebenso die Außenwände mit einem Goudronanstrich.

Der statischen Berechnung wurden die Bestimmungen des preußischen Ministeriums über die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907 sowie über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die Beanspruchung der Baustoffe vom 31. Januar 1910 zugrunde gelegt.

I. Decke über den Behälterkammern.

Die gesamte Last (Nutzlast + Eigengewicht) ergibt sich zu 2460 kg auf 1 qm. Da nur ständige Last in Betracht kommt, entfällt, infolge der kreuzweisen Armierung, auf 1 qm $\frac{2460}{2} =$ 1230 kg Gesamtbelastung. Die Deckenfelder werden als durchlaufende Träger berechnet.

Nach den Winklerschen Tabellen ergeben sich für 4 Öffnungen:

a) für $l = 4{,}37$ m die Biegungsmomente:

im äußeren Feld zu
$+M_{m_1} = 1230 \times 4{,}37^2 \times 0{,}077$ 1810 mkg
in den Mittelfeldern
$+M_{m_2} = 1230 \times 4{,}37^2 \times 0{,}0357 =$ 836 „
über den äußeren Stützen
$-M_{a_1} = 1230 \times 4{,}37^2 \times 0{,}107 =$ 2510 „
über den Mittelstützen
$-M_{a_2} = 1230 \times 4{,}37^2 \times 0{,}071 =$ 1670 „

und dabei wird bei durchgehend gewähltem $h = 32$ cm; der Rippenbreite $b = 0{,}36$ m für 1 Rippe:

$f_{e_{m_1}} = 2{,}57$ qcm; gewählt
1 Ø 14 + 1 Ø 12 mm mit 2,67 qcm;
$f_{e_{m_2}} = 1{,}19$ qcm; gewählt
2 Ø 10 mm mit 1,58 qcm;
$f_{e_{a_1}} = 3{,}91$ qcm; gewählt
1 Ø 10 + 1 Ø 14 + 2 Ø 10 mm mit 3,91 qcm;
$x = 9$ cm; $y = 6{,}8$ cm; $\sigma_e = 860$ kg/qcm; $\sigma_b = 25{,}8$ kg/qcm
$f_{e_{a_2}} = 2{,}38$ qcm; gewählt
2 Ø 10 mm + 1 Ø 12 mm mit 2,71 qcm;

b) ebenso ergeben sich

für $l = 3{,}90$ m die Biegungsmomente
im äußeren Feld zu $+M_{m_1} = 1440$ mkg
in den Mittelfeldern zu $+M_{m_2} = 655$ „
über den äußeren Stützen $-M_{a_1} = 2000$ „
über den Mittelstützen $-M_{a_2} = 1330$ „

und damit wird bei derselben Deckenhöhe und Rippenbreite für 1 Rippe

$f_{e_{m_1}} = 2{,}05$ qcm; gewählt
2 Ø 12 mm mit 2,26 qcm;
$f_{e_{m_2}} = 0{,}93$ qcm; gewählt
2 Ø 8 mm mit 1,00 qcm;
$f_{e_{a_1}} = 2{,}84$ qcm; gewählt
1 Ø 8 + 1 Ø 12 + 1 Ø 14 mm mit 3,17 qcm;
$f_{e_{a_2}} = 1{,}88$ qcm; gewählt
2 Ø 8 + 1 Ø 12 mm mit 2,13 qcm.

II. Unterzüge in der Decke liegend.

a) Für $l = 4{,}37$ m Gesamtbelastung (Auflast + Eigengewicht) 4900 kg.

Die Biegungsmomente ergeben sich
im äußeren Feld zu
$+M_{m1} = 4900 \times 4{,}37^2 \times 0{,}077 = 7020$ mkg
in den mittleren Feldern
$+M_{m_2} = 4900 \times 4{,}37^2 \times 0{,}035 = 3280$ „
über den äußeren Stützen
$-M_{a_1} = 4900 \times 4{,}37^2 \times 0{,}107 = 10000$ „
über den mittleren Stützen
$-M_{a_2} = 4900 \times 4{,}37^2 \times 0{,}071 = 6650$ „

und damit wird bei $h = 32$ cm und der Rippenbreite $b = \frac{1}{3} = \frac{437}{3} = 146$ cm für 1 Rippe:

$f_{e_{m_1}} = 26{,}6$ qcm; gewählt 7 Ø 22 mm mit 26,6 qcm;
$x = 10$ cm; $y = 6{,}7$ cm $\sigma_e = 1068$ kg/qcm $\sigma_b = 39{,}5$ kg/qcm
$T_0 = 4{,}0$ kg/qcm; $T_1 = 3{,}62$ kg/qcm; Bügel 5 Ø 6 mm.

Es werden die zulässigen Betonspannungen (nach Mörsch ∼ 55 kg) in diesem Fall nicht überschritten.

$f_{e_{m_2}} = 13{,}4$ qcm; gewählt 7 Ø 16 mm mit 14,07 qcm.

Die Druckzone wird nunmehr von bisher 5 auf 10 cm verstärkt:

$f_{e_{a_1}}$ {
$f'_{e_{a_1}} = 40{,}8$ qcm von den Feldern abgebogen 3 Ø 22 + 3 Ø 16 mit 19,44 qcm
obere Beilage 6 Ø 22 mm 22,80 „
obere Einlage zusammen 42,24 qcm
$f''_{e_{a_1}} = 25{,}6$ qcm; vorhanden von den Feldern 4 Ø 22 + 4 Ø 16 mm mit 23,24 qcm
untere Einlage Bügel 5 Ø 6 mm
}

$f_{e_{a_2}} = 27{,}0$ qcm; von den Feldern abgebogen 6 Ø 16 mm mit . . . . . 12,07 qcm
Beilage 4 Ø 22 mm . . . . . 15,20 „
Bügel 5 Ø 6 mm zusammen 27,27 qcm

b) für $l = 3{,}90$ m und der Belastung (Auflast + Eigengewicht) 5470 kg.

Die Biegungsmomente ergeben sich
im äußeren Feld zu $+M_{m1}$ 6420 mkg
in den mittleren Feldern zu $+M_{m_2} = 2907$ „
über den äußeren Stützen zu $-M_{a_1} = 8910$ „
über den mittleren Stützen zu $-M_{a_2} = 5910$ „

und damit wird bei $h = 32$ cm und $b = \frac{1}{3} = \frac{390}{3} = 130$ cm:

$f_{e_{m_1}} = 26{,}6$ qcm; gewählt 7 Ø 22 mm;
wie unter a) Bügel 5 Ø 6 mm;
$f_{e_{m_2}} = 13{,}4$ qcm; gewählt 7 Ø 16 mm;
wie unter a) Bügel 5 Ø 6 mm;

$f_{e_{a_1}}$ { $f'_{e_{a_1}}$ = 42,24 qcm; gewählt 9 ⌀ 22 + 3 ⌀ 16 mm;
$f''_{e_{a_1}}$ = 23,24 qcm ,, 4 ⌀ 22 + 4 ⌀ 16 mm;
wie unter a) Bügel 5 ⌀ 6 mm;

$f_{e_{a_2}}$ { $f'_{e_{a_2}}$ = 27,27 qcm; gewählt 6 ⌀ 16 + 4 ⌀ 22 mm;
$f''_{e_{a_2}}$ = 16,08 qcm; ,, 8 ⌀ 16 mm.

III. Unterzug seitlich vom Gewölbe:

für l = 3,90 m; Gesamtbelastung (Auflast + Eigengewicht) = 13 780 kg. Die Biegungsmomente ergeben sich entsprechend wie oben:

im äußeren Feld zu $+ M_{m_1}$ = 16 180 mkg
in den mittleren Feldern zu $+ M_{m_2}$ = 7 330 ,,
über den äußeren Stützen zu $- M_{a_1}$ = 22 400 ,,
über den mittleren Stützen zu $- M_{a_2}$ = 14 900 ,,

und damit wird bei h = 55 cm:

$f_{e_{m_1}}$ = 36 qcm; gewählt 8 ⌀ 24 mm mit 36,16 qcm;
Bügel 5 ⌀ 6 mm;

$f_{e_{m_2}}$ = 14,4 qcm; gewählt 4 ⌀ 24 mm mit 18,08 qcm;
Bügel 5 ⌀ 6 mm;

$f_{e_{a_1}}$ = 50 qcm; gewählt 1 ⌀ 24 mm mit 49,72 qcm;
Bügel 5 ⌀ 6 mm;

$f_{e_{a_2}}$ = 33,3 qcm; gewählt 8 ⌀ 24 mm mit 36,16 qcm;
Bügel 5 ⌀ 6 mm.

IV. Gewölbe über dem Mittelsteg.

Die Gesamtbelastung (Auflast + Eigengewicht) beträgt 2300 kg/qm. Die Berechnung erfolgt als Bogen mit 3 Gelenken: = 9,25 m; f = 2,00; r = 6,35 m.

Näherungsweise ist $H = \frac{q l^2}{8 f}$ = 12 300 mkg, dazugehöriges y = 1,57 m.

Das maximale Biegungsmoment ergibt sich im Abstand $x = \frac{l}{4} = \frac{9{,}25}{4}$ = 2,31 m, und damit wird bei 10 600 kg Auflagerdruck:

M_{max} = 125 000 cmkg,
$\sin \varphi = 0{,}365$; $\cos \varphi = 0{,}935$.

Das Gewölbe erhält im Scheitel 12 cm, am Kämpfer 20 cm und im Abstand $= \frac{l}{4}$: 18 cm Stärke.

Die Berechnung ergibt:

in $\frac{1}{4}$ f_e = 4,7 qcm;
gewählt oben 4 ⌀ 12 + 4 ⌀ 10 mm mit 7,66 qcm
unten 5 ⌀ 12 mm ,, 5,65 ,,
im Scheitel f_e
gewählt oben 4 ⌀ 10 mm ,, 3,14 ,,
unten 6 ⌀ 12 mm ,, 6,78 ,,
am Kämpfer f_e
gewählt oben 4 ⌀ 12 + 4 ⌀ 10 mm ,, 7,66 ,,
unten 5 ⌀ 12 mm ,, 5,65 ,,

Bügel zur Verankerung der oberen und unteren Eiseneinlagen 10 ⌀ 6 mm. Der Horizontalschub des Bogens wird durch die Decke aufgenommen und durch die Reibung auf das Erdreich übertragen.

V. Stützen und deren Fundamente.

a) Mittelstützen:

Die Gesamtbelastung (Auflast + Eigengewicht) beträgt für 1 Stütze 43 000 kg. Der Querschnitt wurde zu 35/35 cm gewählt.

Mit f_e = 8,04 qcm, d. h. 4 ⌀ 16 mm wird σ_b = 32 kg/qcm, Bügel 5 ⌀ 6 mm für 1 stgdm.

Fundament:

Die Gesamtbelastung (Auflast + Eigengewicht) beträgt 45 500 kg. Der Querschnitt wurde zu 132/132 cm gewählt; f_e = 6,02 qcm, d. h. 2-mal 6 ⌀ 8 mm kreuzweise.

σ_{Erde} = 2,6 kg/qcm.

b) Gewölbestützen:

Die Gesamtbelastung (Auflast + Eigengewicht) beträgt für 1 Stütze 65 300 kg. Der Querschnitt wurde zu 40/40 cm gewählt. Mit f_e = 27,78 qcm, d. h. 4 ⌀ 22 (Eckeisen) + 4 ⌀ 20 mm wird σ_b = 39,8 kg/qcm; Bügel 5 ⌀ 6 mm für 1 stgdm (Zwischeneisen).

Fundament:

Die Gesamtbelastung (Auflast + Eigengewicht) beträgt 69 900 kg. Der Querschnitt wurde zu 170/170 cm gewählt. Die Armierung mit 2-mal 6 ⌀ 8 mm kreuzweise gelegt, ist dieselbe wie oben. σ_{Erde} = 2,4 kg/qcm.

VI. Außenwände.

Die Wandhöhe beträgt h = 3,50 m. Die Wand wurde mit Rücksicht auf den Wasserdruck von innen und Erddruck von außen, so berechnet, daß sie jedem von beiden allein standhält. f_e gewählt zu 6 ⌀ 8 mm = 3,02 qcm, und zwar innen und außen. σ_{Erde} = 1,45 kg/qcm.

Der Auflagerzug an der Decke wird durch Verankerung aufgenommen, ebenso wird der an der Sohle auftretende Zug mit 6 ⌀ 8 mm Eisen in der Sohlplatte verankert.

VII. Mittelwand.

Die Höhe h = 3,30 m. Die Wand wird gegen einseitig wirkenden Wasserdruck berechnet; sie wird beiderseits mit 4 ⌀ 8 mm armiert, während zur Verteilung des Drucks in der Sohlplatte 5 ⌀ 8 mm quer eingelegt werden.

VIII. Vorkammerdecke.

Dieselbe wurde als Hohlsteindecke ausgeführt.

Die Auflast (Auffüllung + Eigengewicht) beträgt 1450 kg/qm.

Gewählt wurde h = 24 cm; die Berechnung ergibt f_e = 4,98 qcm; gewählt für 1 Rippe 2 ⌀ 18 mm mit 5,09 qcm.

Die Arbeiten zum Behälter Stückelhälden wurden als Notstandsarbeiten vergeben und damit Ende August 1914 begonnen. Die Baumaterialien für Sohle und Wände bestanden aus Muschelkalksteinschotter mit Zusätz von Rheinsand und Portlandzement, während für die Decke Rheinkies verwendet wurde. Die Kalksteine wurden in einem der Baustelle benachbarten städtischen Steinbruch gewonnen und mittels Brecher zerkleinert. Das Mischungsverhältnis bestand durchweg aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Sand und 5 Teilen Schotter, und zwar wurde 1/3 Rheinkies mit Sand vermischt und 2/3 Kalksteinschotter verwendet. Die Füllsteine aus Schlackenbeton sowie die Hohlsteine aus Bimsbeton wurden an der Baustelle maschinell hergestellt. Die Prüfung der Baustoffe mittels der Empergerschen Kontrollbalken ergab nachstehende Zahlen:

Ort der Entnahme	Prüfung nach 28 Tagen		Prüfung nach 90 Tagen	
	σ_{bI}	σ_{bII}	σ_{bI}	σ_{bII}
Wandbeton	284 kg	214 kg	338 kg	297 kg
Säulenbeton	272 ,,	—	—	280 ,,
Deckenbeton	161 ,,	277 ,,	—	—

Unter der Behältersohle wurden zur Ableitung des Tagwassers Sickerschlitze mit Tonröhren und Steinpackungen eingebracht, ebenso am Fuße der Umfassungswände. Besondere Gründungsarbeiten waren wegen guter Tragfähigkeit des Untergrundes nicht erforderlich.

Was die Baukosten betrifft, so ergibt sich, daß diese für den cbm Nutzraum bei dem Behälter mit 2000 cbm Inhalt 24 M. und bei dem mit 3000 cbm Inhalt 22 M. betragen, während diese Kosten für den oben erwähnten, im Jahre 1875 erstellten Behälter mit 2400 cbm Nutzraum ohne Vorkammer z. B. sich auf 50 M. für den cbm belaufen haben.

BEITRAG ZUR BERECHNUNG DER MEHRFACHEN RAHMEN.

Von Dr.-Ing. Heinrich Neumann,

Ingenieur der Firma Josef Hoffmann u. Söhne G. m. b. H., Ludwigshafen a. Rh.

In den hier folgenden Zeilen soll die Lösung einiger wichtiger Aufgaben aus dem Gebiete der mehrfachen Rahmen gezeigt werden, die, wenn sie auch theoretisch vollständig gelöst sind, hier dennoch eine solche Einfachheit und Übersichtlichkeit der Darstellung aufweisen, daß der Ingenieur der Praxis gern ihre Ableitung verfolgen und ihre Ergebnisse benutzen wird. Es handelt sich hierbei um vier Aufgaben:

I. Die Verteilung eines Biegungsmomentes, das, an einem Knotenpunkt des Rahmens angreifend, gleichzeitig in mehrere von diesem Knotenpunkt ausgehende Stäbe sich fortsetzt,

II. eine besonders einfache Bestimmung der Fixpunkte, wenn der durchgehende Balken eines mehrfachen Rahmens mit den Säulen fest verbunden ist und die Säulenköpfe elastisch drehbar sind,

III. die Größe der horizontal gerichteten Reaktionen, die beim mehrfachen Rahmen, in den einzelnen Säulen auftreten, wenn der Rahmen durch eine horizontal gerichtete Kraft belastet wird, und

IV. die Größe dieser Reaktionen an den Säulenfüßen unter dem Einfluß der Temperatur.

I. Der Momentenübergangskoeffizient.

Entsteht in einem Stabgebilde an einem Punkte (im Stab s bei A: Abb. 1), in dem mehrere starr miteinander verbundene Stäbe (1, 2, 3) zusammenlaufen, ein Biegungsmoment, das, indem es sich über A hinweg in dem Stabgebilde weiter fortsetzt, von mehreren Stäben gemeinsam aufgenommen wird, so tritt die Frage auf, die hier beantwortet werden soll: Welchen Anteil des auftretenden Momentes übernimmt jeder einzelne Stab?

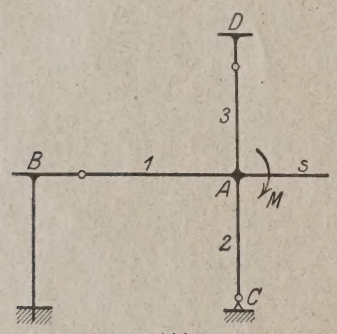


Abb. 1.

Die unmittelbare Anschauung sagt uns, und die Untersuchung bestätigt es, daß von zwei elastischen Stäben, die gemeinschaftlich einer und derselben Belastung unterworfen werden, derjenige den größeren Anteil der Last aufzunehmen vermag, der weniger elastisch nachgibt, der einer Verdrehung seiner Querschnitte gegeneinander einen stärkeren Widerstand entgegenzusetzen vermag, der starrer ist, während der biegsamere Stab dieselben Verdrehungen seiner Querschnitte (Winkeländerungen seiner Achse) bereits bei einem geringeren Anteil der Belastung zuläßt. Die Größe der Starrheit eines jeden der zusammenlaufenden Stäbe bietet also ein Maß des Anteiles an dem auftretenden Moment, den jeder Stab übernimmt.

Das Moment M, das im Stab s bei A auftritt, wird den Knotenpunkt bei A um einen gewissen Winkel verdrehen, und für die Berechnung des Anteils, den jeder einzelne Stab an dem Moment M übernimmt, ist der Gesichtspunkt maßgebend, daß jeder einzelne Stab (1, 2 u. 3) bei A losgeschnitten und mit seinem Momentenanteil belastet, eine und dieselbe Drehung seiner Achse bei A aufweist.

Um einen Vergleich der verschieden großen Elastizität der Stäbe zu ermöglichen, denken wir uns die Stäbe (1, 2 u. 3) beim Knotenpunkt A losgeschnitten und führen bei jedem einzeln für sich das Vergleichsmoment M = „1" ein, das sich wie bekannt im ganzen Stab derart fortsetzt, daß im Fixpunkt das Moment M = 0 entsteht. Das Moment M = „1" verbiegt den Stab, und die Winkeländerung, die der Stabachse hierbei im Punkte A, bei dem wir das Vergleichsmoment M = „1" eingeführt haben, erfährt, wird in der bekannten Weise weiter unten gezeigt werden. Wir nennen diesen bei Einführung des Vergleichsmomentes M = „1" entstehenden Winkel τ den „Vergleichsdrehwinkel" und bezeichnen ihn mit einer Ziffer rechts unten, um den Stab zu charakterisieren, für den der Winkel τ aufgestellt wird, und einen Buchstaben rechts oben, um das Stabende des fraglichen Stabes zu kennzeichnen, bei dem M = „1" eingeführt wird und bei dem τ sich zeigt: z. B. τ_2^A ist der Vergleichsdrehwinkel des Stabes 2 beim Knotenpunkt A, wenn daselbst das Vergleichsmoment M = „1" eingeführt wird. Der Winkel τ bietet ein Maß für das elastische Verhalten eines jeden Stabes. Er ist bei jedem Stab je nach dessen Abmessungen und Einspannungsgrad verschieden groß ($\tau_1^A, \tau_2^A, \tau_3^A, \ldots$). Will man aber, was eben bei der starren Stabverbindung im Punkte A der Fall sein muß, daß jeder Stab bei A eine und dieselbe Winkeländerung aufweist, so darf — jeden Stab gesondert betrachtet —

$$\text{in den Stab 1 nur das Moment} = \frac{1}{\tau_1^A}$$

$$\text{„ „ „ 2 „ „ „} = \frac{1}{\tau_2^A}$$

$$\text{„ „ „ 3 „ „ „} = \frac{1}{\tau_3^A}$$

usw.

eingeführt werden.

Das gesamte Moment, das dann im Punkte A von allen fraglichen Stäben gemeinsam aufgenommen würde, wäre

$$\mathfrak{M} = \frac{1}{\tau_1^A} + \frac{1}{\tau_2^A} + \frac{1}{\tau_3^A} + \ldots,$$

und der verhältnismäßige Anteil an dem Gesamtmoment $\mathfrak{M}$, den ein einzelner Stab beim Übergang des Momentes über den Punkt A übernimmt, wäre

$$\text{für Stab 1: } \mu_{s-1} = \frac{\frac{1}{\tau_1^A}}{\frac{1}{\tau_1^A} + \frac{1}{\tau_2^A} + \frac{1}{\tau_3^A} + \ldots},$$

$$\text{für Stab 2: } \mu_{s-2} = \frac{\frac{1}{\tau_2^A}}{\frac{1}{\tau_1^A} + \frac{1}{\tau_2^A} + \frac{1}{\tau_3^A} + \ldots}$$

usw.

Das aber ist die Lösung unserer oben gestellten Frage; denn Ob bei A das Moment $\mathfrak{M}$ angreift oder ein beliebiges Moment M: Ob im Zähler und im Nenner die reziproken Werte der Vergleichsdrehwinkel τ stehen oder ein Vielfaches von ihnen, die Verhältniszahlen μ müssen deshalb gleich groß bleiben. $\mu_{s-1}, \mu_{s-2}, \ldots$ stellen also den Anteil dar, den jeder Stab (1, 2, ...) beim Übergang eines Momentes von Stab s her übernimmt. Im Nenner des Bruches steht die Summe der reziproken Werte aller derjenigen Vergleichsdrehwinkel, deren zugehörige Stäbe sich an der Aufnahme des Momentes beteiligen. Im Zähler steht der reziproke Wert desjenigen Vergleichsdrehwinkels, für dessen zugehörigen Stab der Anteil an dem Moment bestimmt werden soll. Allgemein ausgedrückt lautet dann die wichtige Beziehung: Laufen in einem Punkte A mehrere starr miteinander verbundene, elastisch drehbare Stäbe zusammen, und tritt in einem dieser Stäbe, dem Stabe s, bei A ein Biegungsmoment auf, das beim Übergang über A sich in allen andern Stäben gleichzeitig fortsetzt, so ist der prozentuale

Anteil, den einer dieser Stäbe, der Stab t, an diesem Moment übernimmt:

$$\mu_{s-t} = \frac{\frac{1}{\tau_t A}}{\sum_t \frac{1}{\tau A} - \frac{1}{\tau_s A}} \quad \ldots\ldots\ldots (1$$

Wir können die reziproken Werte der Vergleichsdrehwinkel τ als ein gewisses Maß der Starrheit ansehen, das jeder Stab besitzt; dann würde sich die einfache Anschauung ergeben: μ ist gleich der Starrheit desjenigen Stabes, dessen Anteil am Moment M bestimmt werden soll, dividiert durch die Summe aller der Starrheiten, die zusammen das Moment M aufnehmen. Die Momente in den einzelnen Stäben bei A sind dann:

$$\left.\begin{aligned} &\text{In Stab 1: } M_1^A = \mu_{s-1} \cdot M \\ &\text{in Stab 2: } M_2^A = \mu_{s-2} \cdot M \\ &\text{in Stab t: } M_t^A = \mu_{s-t} \cdot M \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots (2$$

Wir bezeichnen diese Faktoren μ als „Übergangskoeffizienten" und kennzeichnen sie im besonderen durch den Zahlenindex desjenigen Stabes, von dem aus ein Moment beim gemeinschaftlichen Knotenpunkt weitergeleitet werden soll, und den Zahlenindex desjenigen Stabes, in welchen es weitergeführt wird. Die Summe der Übergangskoeffizienten aller Stäbe, die gemeinschaftlich ein Moment übernehmen, muß naturgemäß gleich 1 sein:

$$\mu_{s-1} + \mu_{s-2} + \ldots\ldots + \mu_{s-t} = 1.$$

Liegt der Fall so, daß das Biegungsmoment, nicht von einem Stabe herkommend, an dem Knotenpunkt angreift (etwa als Stützenmoment des Stabes), wobei die übrigen Stäbe das

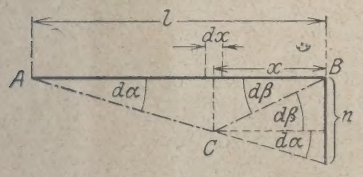


Abb. 2.

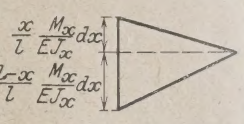


Abb. 2a.

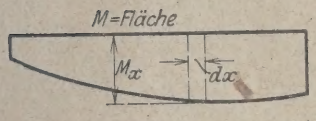


Abb. 3.

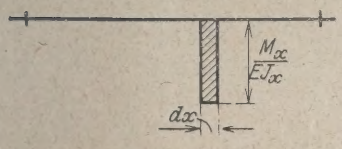


Abb. 4.

Moment gemeinsam aufnehmen, sondern daß sämtliche Stäbe eines Knotenpunktes an der Aufnahme des Knotenpunktmomentes beteiligt sind, das etwa als Kragmoment einer Konsole oder durch Bremskräfte hervorgerufen gedacht werden kann, auch dann behält der obige, ganz allgemeine Satz seine Gültigkeit, daß wir nur den reziproken Wert des Vergleichsdrehwinkels eines Stabes (seine Starrheit), dessen Anteil am Moment wir bestimmen wollen, zu dividieren brauchen durch die Summe der reziproken Werte der Vergleichsdrehwinkel (Starrheiten) aller Stäbe, die sich überhaupt an der Aufnahme des Momentes beteiligen, um den Koeffizienten μ zu erhalten. Es ist dann sinngemäß z. B.

$$\mu_{0-2} = \frac{\frac{1}{\tau_2 A}}{\sum \frac{1}{\tau A}}$$

Man kann es so auffassen, daß der das Moment einführende Stab überhaupt keine Starrheit, die Starrheit $\frac{1}{\tau} = 0$ besitzt.

Ermittlung der Vergleichsdrehwinkel.

Um zu erfahren, welche Verbiegung ein Stab, d. h. welche Winkeländerung seine Achse infolge eines ihn belastenden Moments erfährt, denken wir uns zunächst nur ein einziges Stabelement dx elastisch (Trägheitsmoment $J_x < \infty$), den ganzen übrigen Stab hingegen absolut starr ($J_y = \infty$). Wird dieser Stab durch die Momentenfläche (Abb. 3) belastet, so wird er infolge seiner absoluten Starrheit dennoch nicht verbogen werden bis auf das eine als elastisch angenommene Stabelement. Dieses wird nachgeben, und der Stab wird die strichpunktierte Form annehmen. Das in dem betreffenden Stabelement herrschende Moment sei M_x und ist aus Fig. 3 zu entnehmen. Die Winkeländerung gegeneinander, die die beiden Nachbarquerschnitte des Bogenelementes dx bei C infolge des sie belastenden Biegungsmomentes erleiden, beträgt $d\alpha + d\beta$, die Winkeländerung der Stabachse an den Auflagerpunkten gegen die ursprüngliche Lage bei A: $d\alpha$ und bei B: $d\beta$.

Aus der Vergrößerung des Punktes C in Fig. 5 kann man die Größe des Winkels $d\alpha + d\beta$ ablesen, wobei infolge der außerordentlichen Kleinheit des Winkels $d\alpha + d\beta$ anstatt seiner Tangente auch das Bogenmaß gesetzt werden kann:

$$d\alpha + d\beta = \frac{\Delta\, dx}{e},$$

wenn $\Delta\, dx$ die Dehnung der Randfaser und e den Abstand der Randfaser von der Nullinie bedeutet. Die Dehnung der Randfaser beträgt:

$$\Delta\, dx = \frac{\sigma}{E} dx,$$

wobei E das Dehnungsmaß des Baustoffes bedeutet,

und da $$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{M_x \cdot e}{J_x}$$

ist: $$\Delta\, dx = \frac{M_x \cdot l}{E J_x} dx,$$

wobei J_x das Trägheitsmoment des Stabes im Punkt C bedeutet. Daraus ergibt sich die gesamte Winkeländerung:

$$d\alpha + d\beta = \frac{M_x}{E J_x} dx \quad \ldots\ldots (3$$

Aus Abb. 2 ist ohne weiteres abzulesen:

$$d\alpha + d\beta = \frac{n}{x}$$

$$d\alpha = \frac{n}{e}$$

(Da es sich hier um sehr kleine Winkel handelt, kann arc = tang gesetzt werden.)

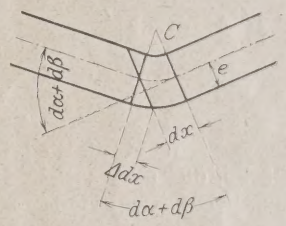


Abb. 5.

$$\frac{d\alpha}{d\alpha + d\beta} = \frac{x}{l}$$

und mit Gleichung (3):

$$d\alpha = \frac{x}{l} \cdot \frac{M_x}{E J_x} dx \quad \ldots\ldots\ldots (4$$

In entsprechender Weise:

$$d\beta = \frac{l-x}{l} \cdot \frac{M_x}{E J_x} dx \quad \ldots\ldots\ldots (5$$

Man kann Fig. 2 und 3 nach Mohr auch so auffassen: Trägt man anstatt der in Abb. 3 aufgetragenen Momentenfläche die durch E J dividierten Momente auf: $\frac{M}{EJ}$ (Fig. 4), so stellt der Flächeninhalt $\frac{M_x}{E J_x} dx$ die Größe des Gesamtwinkels dar, um den sich die beiden Nachbarquerschnitte des Stabelementes gegeneinander drehen. Denken wir uns mit dieser Größe den Stab belastet (elastisches Gewicht $\frac{M_x}{E J_x} dx$) und zeichnen ein Krafteck, indem wir dieses elastische Gewicht als Kraft auffassen (Abb. 2a), und das dazugehörige Seileck (Abb. 2),

dann erscheint der Winkel, um den sich die beiden Nachbarquerschnitte drehen, tatsächlich oder, je nach Annahme der Polweite der Abb. 2a, in verzerrtem Maßstab. Die im Krafteck (Abb. 2a) sich ergebenden Auflagerdrucke

$$\frac{x}{l}\cdot\frac{M_x}{E\,J_x} \quad \text{und} \quad \frac{l-x}{l}\cdot\frac{M_x}{E\,J_x}$$

geben den Winkel an, um die sich die Stabachse in den Stabenden gegen ihre ursprüngliche Lage gedreht hat [vergl. Gleichung (4) und (5)].

Ist nun nicht nur ein einziges Stabelement elastisch, sondern der gesamte Stab in allen seinen Elementen, dann wird

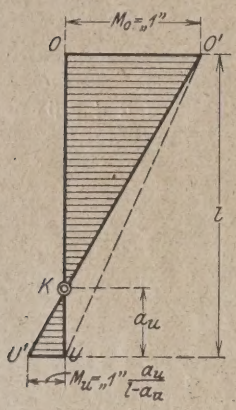


Abb. 6.

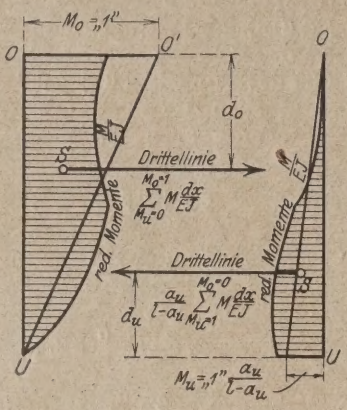


Abb. 7.

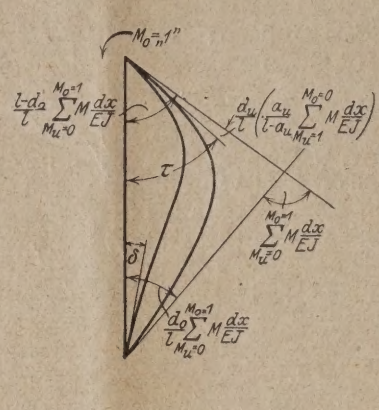


Abb. 9.

Abb. 8.

die Stabachse auch von Querschnitt zu Querschnitt seine ursprüngliche Richtung gegeneinander ändern, und die Gesamtwinkeländerung, die durch das den Stab belastende Biegungsmoment hervorgerufen wird, erhalten wir durch Integration der Gleichung (3):

$$\int d\alpha + \int d\beta = \alpha + \beta = \int_{x=0}^{x=l} \frac{M_x}{E\,J_x}\,dx \quad \ldots\ldots \quad (6$$

Der Ausdruck

$$\int_{x=0}^{x=l} \frac{M_x}{E\,J_x}\,dx$$

ist weiter nichts als die jeweils durch $E\,J_x$ dividierte Momentenfläche, die, als elastische Kraft gedacht, im Schwerpunkt der durch $E\,J$ dividierten Momentenfläche angreift. Zeichnet man

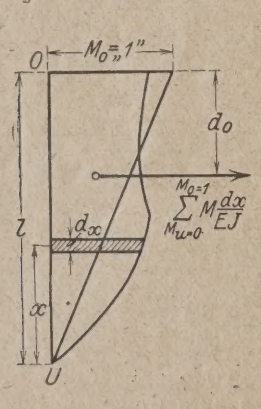


Abb. 10.

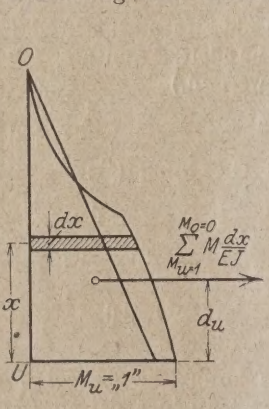


Abb. 11.

nach Mohr die elastischen Kräfte der Stabelemente in einem Krafteck und dazu das Seileck, so erhält man die elastische Linie des Stabes. Die Tangenten in den Endquerschnitten bilden tatsächlich den Winkel $\alpha+\beta$ miteinander. Die Winkel α bzw. β, die die Endtangenten gegen die ursprüngliche Lage der Stabachse bilden, ergeben sich dann entsprechend den Gleichungen (4) und (5) zu

$$\alpha = \frac{d}{l}\int_{x=0}^{x=l} \frac{M_x}{E\,J_x}\,dx \quad \ldots\ldots\ldots \quad (7$$

$$\beta = \frac{l-d}{l}\int_{x=0}^{x=l} \frac{M_x}{E\,J_x}\,dx \quad \ldots\ldots\ldots \quad (8$$

wenn d den Abstand des Schwerkunktes der durch $E\,J_x$ dividierten Momentenfläche vom rechten Stabende bedeutet (siehe Abb. 2 und 4). Im Krafteck bedeuten nach Mohr die Ausdrücke für α und β die Auflagerkräfte, wenn die durch $E\,J$ dividierte Momentenfläche den Stab belastet.

Diese allgemeinen Ableitungen verwenden wir dazu, um den Vergleichsdrehwinkel τ zu ermitteln, den die Tangente der Stabachse nach der Verdrehung gegen ihre ursprüngliche Lage im Stabende bildet, wenn man an diesem Ende das Vergleichsmoment $M_0 = „1"$ einführt. Das Moment setzt sich derart im Stabe fort, daß im Fixpunkt das Moment $M = 0$ besteht (siehe Abb. 6).

Der Momentfläche KO'O sowohl (Abb. 6), als der entgegengesetzt drehenden Momentenfläche KU'U fügen wir je die Momentenfläche UKO' hinzu, so daß wir nun die den Stab nach rechts verbiegenden Momente in Abb. 7 von den in entgegengesetztem Sinne verbiegenden Momenten in Abb. 8 trennen können. Dann ist der Vergleichsdrehwinkel nach den Gleichungen (7) und (8):

$$\tau^0 = \frac{l-d_0}{l}\sum_{M_u=0}^{M_0=1} M\frac{dx}{EJ} - \frac{d_u}{l}\cdot\frac{a_u}{l-a_u}\sum_{M_u=1}^{M_0=0} M\frac{dx}{EJ} \quad \ldots \quad (9a$$

Der am entgegengesetzten Stabende gleichzeitig hervorgerufene Winkel der Endtangente gegen die ursprüngliche Lage ist

$$\delta^u = \frac{d_0}{l}\sum_{M_u=0}^{M_0=1} M\frac{dx}{EJ} - \frac{l-d_u}{l}\cdot\frac{a_u}{l-a_u}\sum_{M_u=1}^{M_0=0} M\frac{dx}{EJ} \quad \ldots \quad (10a$$

Diese beiden Winkel kann man in vereinfachter Form ermitteln, wenn man folgende Betrachtung anstellt.

Führt man bei einem Stab einmal an dem einen Ende, das andere Mal am andern Ende das Moment $M = „1"$ ein und läßt es jedes Mal bis zum entgegengesetzten Ende geradlinig bis zu Null abnehmen (Abb. 10 u. 11), greift man dann an einer beliebigen Stelle x von der Breite dx das zugehörige, durch $E\,J$ dividierte Biegungsmoment $\left(\frac{M_x}{E\,J_x}\right)$ heraus und stellt dessen statisches Moment in bezug auf dasjenige Stabende auf, bei dem jedes Mal das Moment $M = „1"$ eingeführt wurde, so ergibt sich

$$\text{bei Abb. 10:} \quad \frac{x}{l}\,„1"\,\frac{dx}{E\,J_x}(l-x),$$

$$\text{bei Abb. 11:} \quad \frac{l-x}{l}\,„1"\,\frac{dx}{E\,J_x}x,$$

d. h. es zeigt sich Gleichheit dieser statischen Momente. In dieser Weise kann man jedes beliebige dx betrachten und somit in Abb. 10 und Abb. 11 die ganzen durch $E\,J$ dividierten Momentenflächen, deren Schwerpunkte von den Stabenden den Abstand d_0 bzw. d_u haben. Dann muß entsprechend auch hier die Gleichheit der statischen Momente bestehen:

$$d_0\sum_{M_u=0}^{M_0=1} M_x\frac{dx}{E\,J_x} = d_u\sum_{M_u=1}^{M_0=0} M_x\frac{dx}{E\,J_x} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (11$$

Führt man diese wichtige Beziehung in die Gleichungen (9a) und (10a) ein, so erhält man nach einigen Umformungen den

Vergleichsdrehwinkel τ und den gleichzeitig am entgegengesetzten Ende entstehenden Winkel δ:

$$\tau^o = \left(1 - \frac{d_o}{1 - a_u}\right) \sum_{M_u=0}^{M_o=1} M \frac{dx}{EJ} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(9b}$$

$$\delta^u = \frac{d_u - a_u}{1 - a_u} \sum_{M_u=1}^{M_o=0} M \frac{dx}{EJ} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(10b}$$

Je nachdem die Flächeninhalte der durch E J dividierten Momente für $M_o = $ „1", $M_u = 0$ oder $M_o = 0$, $M_u = $ „1" gegeben sind, sollen auch noch unter Benutzung der Gleichung (11) die Gleichungen (9b) und 10b) in die Form gebracht werden:

$$\tau^o = \left(\frac{d_u}{d_o} - \frac{d_u}{1 - a_u}\right) \sum_{M_u=1}^{M_o=0} M \frac{dx}{EJ} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(9c}$$

$$\delta^u = \frac{d_o}{d_u} \cdot \frac{d_u - a_u}{1 - a_u} \sum_{M_u=0}^{M_o=1} M \frac{dx}{EJ} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(10c}$$

Spezialfälle lassen sich sehr leicht ableiten. In Sonderheit wird J bei Säulen meist konstant sein und die Fläche der durch E J reduzierten Momente wird dann ein rechtwinkliges Dreieck, dessen Inhalt

$$\sum_{M_u=0}^{M_o=1} M \frac{dx}{EJ} = \sum_{M_u=1}^{M_o=0} M \frac{dx}{EJ} = \frac{„1" \cdot l}{2 \cdot EJ}$$

beträgt. Besonders die Gleichungen (9b) und (10b) sind infolge ihrer Einfachheit zu empfehlen. Sie sind bei Berechnung des Vergleichsdrehwinkels τ^u und δ^o sinngemäß umzuformen. Da es sich bei den Winkeln τ stets nur um Vergleichswerte handelt, und das Dehnungsmaß E für ein und dasselbe zu berechnende Bauwerk als konstant angenommen werden kann, so kann E bei Ermittlung der Winkel τ und δ überhaupt weggelassen werden.

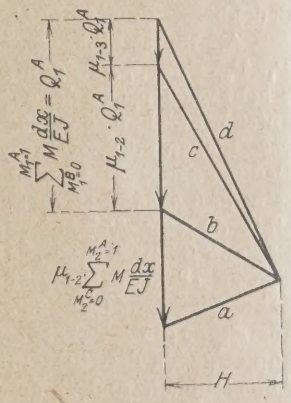


Abb. 13.

II. Ermittlung der Fixpunkte.

A. Zeichnerische Ermittlung.

Der Ermittlung der Fixpunkte in Abb. 14 liegt die bekannte Konstruktion von Ritter zugrunde (W. Ritter, Anwendungen der graphischen Statik, Band III). Hätte der kontinuierliche Balken in Abb. 12 bei A ein frei drehbares Auflager, so würde die Gerade EF den Fixpunkt herausschneiden (siehe Abb. 14). Da aber die an sich elastische Stütze 3 mit dem Balken 1—2 bei A starr verbunden ist, so wirkt dies auf den Balken 1 wie eine festere Einspannung, und der Fixpunkt K_1 verschiebt sich mehr nach der linken „Drittelslinie" des Balkens 1.

Der Fixpunkt K_1 kann in der von Suter bzw. von Ritter angegebenen Weise gefunden werden, indem auf der Verbindungslinie ET der Punkt V aufgesucht wird (Fig. 14), der die Strecke V_1^A im Verhältnis $\frac{e}{e'}$ teilt (Suter, Berechnung des kontinuierlichen Balkens, Springer, Berlin 1916, S. 22):

$$\frac{e}{e'} = \frac{1}{k} \cdot \frac{l_1}{2 \cdot \tau_3^A} \cdot \frac{v_1^A}{d_1^A}.$$

Ableitung der Gleichung und Bedeutung der einzelnen Größen sind bei Suter zu finden.

Hier soll ein bedeutend einfacheres Verfahren vorgeschlagen werden, bei dem auf der „verschränkten Drittelslinie" der Punkt G aufgesucht wird, der mit F zu verbinden ist. Die Verbindungslinie GF schneidet auf der Balkenachse den Fixpunkt K_1^A heraus (siehe Abb. 14).

Die linke Drittelslinie der Öffnung 1 ist die Schwerlinie der durch E J dividierten Momentenfläche AA'B, deren Inhalt

$$Q_1^A = \sum_{M_1^B=0}^{M_1^A=1} M \frac{dx}{EJ}$$

ist (Fig. 12); sie ist die Wirkungslinie der im Schwerpunkt S vereinigten elastischen Gewichte $(\mu_{1-2} + \mu_{1-3})\, Q_1^A$, wobei $\mu_{1-2} + \mu_{1-3} = 1$ ist. Stellt man das statische Moment dieser elastischen Gewichte in bezug auf die Stützensenkrechte durch A auf, und bedenkt man, daß Abbildungen 13 und 14 als Krafteck und Seileck einander entsprechen, so ist im Hinblick auf die einander parallelen Seiten b, c und d in Fig. 13 u. 14:

$$d_1^A \cdot Q_1^A = H \cdot \overline{LA}.$$

Anderseits ist

$$d_1^A \cdot \mu_{1-2} \cdot Q_1^A = H \cdot \overline{MA}.$$

Die linken und rechten Seiten der beiden Gleichungen durch einander dividiert, ergibt

$$\frac{1}{\mu_{1-2}} = \frac{LA}{MA}$$

oder infolge Ähnlichkeit der beiden Dreiecke LAF und GNF bzw. MAF und ENF ist:

$$\frac{1}{\mu_{1-2}} = \frac{GN}{EN}.$$

Daraus ergibt sich die folgende Konstruktion (siehe Fig. 14): Nachdem der Strahl K_2E von K_2 aus unter beliebigem Winke

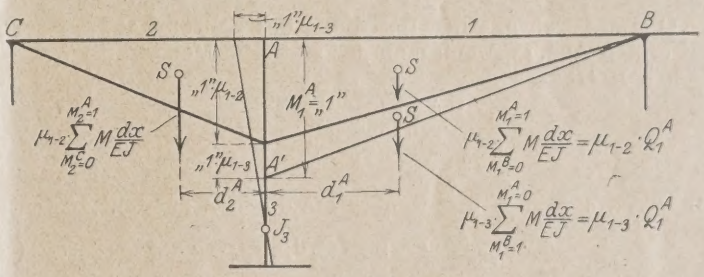


Abb. 12.

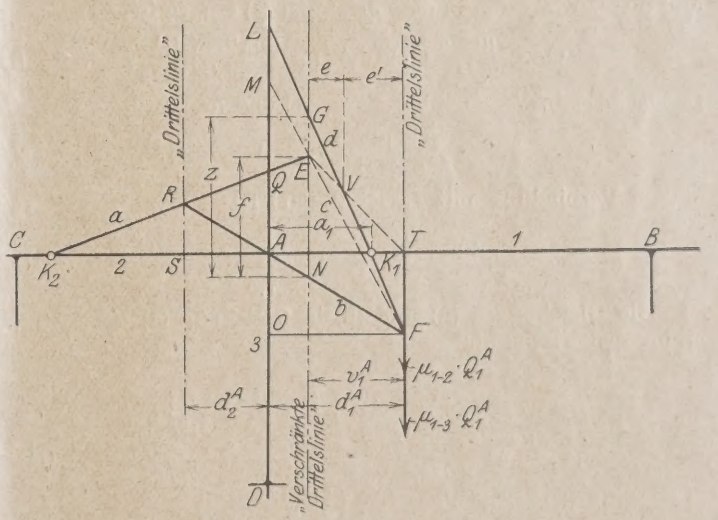


Abb. 14.

gezogen und vermittels der Geraden b durch A der Punkt F auf der Drittelslinie gefunden ist, gerade so, als wäre bei A ein frei drehbares Auflager, danach kann die Strecke EN = f auf der „verschränkten Drittelslinie" gemessen werden. μ_{1-2} ist der Übergangskoeffizient beim Übergang eines Momentes von der Öffnung 1, in welcher der Fixpunkt bestimmt werden soll, nach der Öffnung 2, von der aus der Fixpunkt bestimmt werden soll. Zur Festlegung des Punktes G auf der verschränkten

Drittelslinie dient die Strecke GN = z, die jetzt sehr einfach ausgewertet werden kann:

$$z = \frac{f \quad \text{(wird gemessen)}}{\mu_{1-2} \quad \text{(ist bereits bekannt)}} \quad \ldots\ldots (12$$

Der Punkt G wird mit F verbunden. Die Verbindungslinie GF schneidet auf der Balkenachse den richtigen Fixpunkt K_1 heraus.

B. Die rechnerische Ermittlung der Fixpunktabstände ergibt sich aus der Ähnlichkeit der Dreiecke OFL und AK_1L in Abb. 14:

$$AK_1 = OF \cdot \frac{AL}{OL}$$

oder

$$a_1^A = d_1^A \frac{AL}{OL} = d_1^A \cdot \frac{AL}{OA + AL} \quad \ldots\ldots (a$$

Die Strecke AL ergibt sich wiederum aus der bereits angeführten Beziehung der Abb. 13 u. 14:

$$H \cdot AL = d_1^A Q_1^A \quad \ldots\ldots\ldots (b$$

Die Strecke OA ist infolge der Ähnlichkeit der Dreiecke OFA und SAR:

$$OA = SR \frac{d_1^A}{d_2^A} \quad \ldots\ldots\ldots (c$$

Die Strecke SR ist infolge der Ähnlichkeit der Dreiecke $K_2^C SR$ und $K_2^C AQ$:

$$\overline{SR} = \overline{AQ} \frac{l_2 - a_2^C - d_2^C}{l_2 - a_2^C} = \overline{AQ} \left(1 - \frac{d_2^C}{l_2 - a_2^C}\right) \quad \ldots (d$$

AQ ergibt sich aus der Beziehung des Seilecks Abb. 14 zum Krafteck Abb. 13, wenn man das statische Moment der elastischen Kraft

$$\mu_{1-2} \sum_{M_2^C = 0}^{M_2^A = 1} M \frac{dx}{EJ} = \mu_{1-2} Q_2^A$$

in bezug auf die Stützensenkrechte durch A aufstellt.

$$H \overline{AQ} = \mu_{1-2} Q_2 d_2^A \quad \ldots\ldots\ldots (e$$

Setzen wir diesen Wert für AQ in die Gleichung (d) für RS und dieses wiederum in die Gleichung (e) ein, so folgt

$$OA = \frac{\mu_{1-2}}{H} Q_2^A \cdot d_2^A \left(1 - \frac{d_2^C}{1 - a_2^C}\right) \frac{d_1^A}{d_2^A} \quad \ldots\ldots (f$$

Das ist aber in Verbindung mit Gleichung (9b)

$$OA = \frac{\mu_{1-2}}{H} d_1^A \tau_2^A \quad \ldots\ldots\ldots (g$$

und in Verbindung mit Gleichung (1) ist

$$OA = \frac{d_1^A}{H} \frac{1}{\sum \frac{1}{\tau^A} - \frac{1}{\tau_1^A}} \quad \ldots\ldots\ldots (h$$

Die Gleichungen (h) und (b) in Gleichung (a) eingesetzt, ergibt den Fixpunktabstand

$$a_1^A = d_1^A \frac{\sum_{M_1^B = 0}^{M_1^A = 1} M \frac{dx}{EJ} \left(\sum \frac{1}{\tau^A} - \frac{1}{\tau_1^A}\right)}{\sum_{M_1^B = 0}^{M_1^A = 1} M \frac{dx}{EJ} \left(\sum \frac{1}{\tau^A} - \frac{1}{\tau_1^A}\right) + 1} \quad \ldots (13a$$

Setzt man zur Abkürzung

$$\sum_{M_1^B = 0}^{M_1^A = 1} M \frac{dx}{EJ} \left(\sum \frac{1}{\tau^A} - \frac{1}{\tau_1^A}\right) = K_1^A, \quad \ldots\ldots (13'$$

so erhält man a in der äußerst übersichtlichen Form

$$a_1^A = d_1^A \frac{K_1^A}{K_1^A + 1} \quad \ldots\ldots\ldots (13b$$

Sämtliche hierbei zu verwendenden Größen beziehen sich auf den Stab, für den der Fixpunktabstand a bestimmt werden soll.

III. Der Kraftanteilkoeffizient λ.

Es liege ein mehrfacher Rahmen vor, dessen Säulen von verschiedener Länge und verschieden großem Trägheitsmoment, und dessen Säulenköpfe und Säulenfüße elastisch drehbar sind

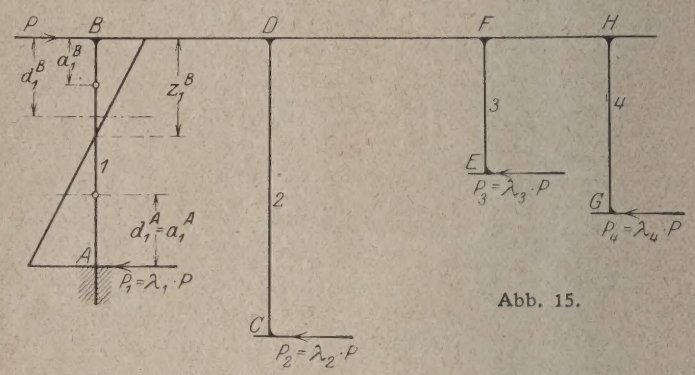


Abb. 15.

(a ≦ d). In der Achse des gemeinschaftlichen oberen, nicht zusammendrückbaren Balkens wirke die horizontal gerichtete Kraft P.

Frage: Wie groß sind die Kraftanteile P_1, P_2, P_3, ..., die gleichzeitig als Reaktionen zu P in den Fußpunkten der einzelnen Säulen 1, 2, 3 angreifen?

(Der Fall, daß der Balken BDFH elastisch zusammendrückbar ist, wird in Abschnitt D behandelt.)

A. Es ist ohne weiteres klar, daß, wenn die Reaktionen P_1, P_2, P_3, ... in den Fußpunkten der Säulen 1, 2, 3 angebracht werden, sich der obere, nicht zusammendrückbare Balken unter Einwirkung der Kraft P für alle Säulen um dieselbe Strecke verschieben muß. Das ist die für die Berechnung maßgebende Bedingung. Es müssen also die Reaktionen P_1, P_2, P_3 so groß sein, daß sie bei jeder Säule einzeln und für sich angreifend, stets dieselbe Verschiebung Δ^P des Säulenkopfes gegen den Säulenfuß hervorrufen. Um nun einen Vergleich der Verschiebungen Δ^P bei den einzelnen Säulen zu ermöglichen, denken wir uns zunächst bei jeder Säule gesondert am Fuß die Kraft P = „1" angreifend: Die dabei entstehende Verschiebung Δ des Säulenkopfes gegen den Säulenfuß ist bei jeder Säule je nach ihren Abmessungen und ihrem Einspannungsgrad (Lage der Fixpunkte) verschieden groß (Δ_1, Δ_2, Δ_3, ...). Will man aber — was ja, wenn man den gemeinsamen oberen Balken als nicht zusammendrückbar voraussetzt, der Fall sein muß —, daß nämlich jeder Säulenkopf sich um das gleiche Maß gegen seinen Säulenfuß verschiebt, so darf

bei Säule 1 nur die Reaktionskraft $\mathfrak{P}_1 = \frac{1}{\Delta_1}$

„ „ 2 „ „ „ $\mathfrak{P}_2 = \frac{1}{\Delta_2}$

„ „ 3 „ „ „ $\mathfrak{P}_3 = \frac{1}{\Delta_3}$

usw.

am Säulenfuß angreifen. Die gesamte Kraft, die dann in dem gemeinsamen oberen Balken angreifen würde, wäre

$$\mathfrak{P} = \frac{1}{\Delta_1} + \frac{1}{\Delta_2} + \frac{1}{\Delta_3} + \cdots$$

und der prozentuale Anteil an der gesamten Kraft, die jede einzelne Säule übernimmt, wäre:

für Säule 1: $$\lambda_1 = \frac{\frac{1}{\Delta_1}}{\frac{1}{\Delta_1} + \frac{1}{\Delta_2} + \frac{1}{\Delta_3} + \cdots}$$

für Säule 2: $$\lambda_2 + \frac{\frac{1}{\Delta_2}}{\frac{1}{\Delta_1} + \frac{1}{\Delta_2} + \frac{1}{\Delta_3} + \cdots}$$

usw.

Oder allgemein ausgedrückt:

für Säule r: $$\lambda_r = \frac{\frac{1}{\Delta_r}}{\sum_r \frac{1}{\Delta}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (14$$

Das aber ist die Lösung unserer oben gestelltenFrage; denn ob in dem gemeinsamen oberen Balken die Kraft $\mathfrak{P}$ angreift oder eine beliebig große Kraft P: Wenn auch die absoluten Werte der verschiedenen Verschiebungen Δ verschieden groß ausfallen, so müssen die Verhältniszahlen $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \ldots$ stets gleich bleiben. $\lambda_1\ \lambda_2\ \lambda_3, \ldots\ldots$ stellen also den Anteil dar, den jede Säule als Reaktion gegen P auf sich nimmt, z. B. (siehe Abb. 15):

$$P_1 = \lambda_1 P,\ P_2 = \lambda_2 P, \ \ldots\ldots$$

Allgemein:

$$P_r = \lambda_r P \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (15$$

Wir bezeichnen diese Werte λ mit dem Ausdruck „Kraftanteilkoeffizient" und kennzeichnen sie im besonderen mit einem Zahlenindex rechts unten, um die Säule zu charakterisieren, deren Anteil an der gesamten horizontal gerichteten Kraft P festgestellt werden soll.

Die Summe aller Kraftanteilkoeffizienten muß naturgemäß gleich 1 sein:

$$\lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 + \ldots\ldots = 1.$$

Wird diese Reihe der Säulenlagerungen des gemeinsamen oberen Balkens, in dessen Achse die seitliche Kraft P wirkt, durch ein festes Lager unterbrochen, so muß — vorausgesetzt, daß dieser Balken nicht zusammendrückbar ist — $\lambda_1 = 0$, $\lambda_2 = 0, \ldots$ sein, denn die ganze Kraft P wird dann unmittelbar von dem unverschieblichen festen Lager aufgenommen. Der Kraftanteilkoeffizient einer Pendelsäule ist natürlich gleich 0.

(Schluß folgt.)

DER ZWISCHENSTAATLICHE WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DIE ARSTABUCHT BEI STOCKHOLM.

Von Geh. Baurat Schaper.

(Fortsetzung von Seite 143).

b) Aufstellung des eisernen Überbaues über der südlichen Fahrstraße. (Vorschlag I.)

Dieselben Gründe, welche die Verfasser des Entwurfes „Simplicitas" veranlaßten, für die Aufstellung des mittleren Überbaues über der südlichen Fahrstraße von der Errichtung fester Gerüste in der Mittelöffnung abzusehen (siehe S. 87), waren auch für die Verfasser des Entwurfes „Hamarbyleden" bei der von ihnen vorgesehenen Art der Aufstellung des mittleren Überbaues über der südlichen Fahrstraße ausschlaggebend. Sie schlagen vor, den größten Teil des mittleren Überbaues auf der festen Rüstung der südlichen Seitenöffnung, weiteren Gerüsten in den Öffnungen des südlichen Endbauwerkes und den entsprechend hochgeführten Pfeilern dieses Bauwerkes aufzustellen (Abb. 64), und die drei letzten nördlichen Felder dieses Überbaues über den südlichen Strompfeiler hinaus im freien Vorbau anzubauen. Während dieser Arbeiten soll die Klappbrücke auf einem festen Gerüst an Ort und Stelle zusammengebaut (Abb. 64) und nach Fertigstellung hochgeklappt werden (Abb. 65). Nach vollständiger Vernietung wird der große Überbau an seinem zweckentsprechend verlängerten südlichen Ende auf einem 32-rädrigen Wagen und über dem südlichen Strompfeiler auf einer Hilfsstütze abgesetzt. Darauf werden die über der Laufbahn des erwähnten Wagens stehenden oberen Joche der Rüstung entfernt und die Fahrbahn für den Wagen fertiggestellt. Unter das über den südlichen Strompfeiler vorkragende Ende des Überbaues wird dann ein auf zwei zusammengekoppelten und gegenseitig gut versteiften eisernen Prähmen errichtetes eisernes Gerüst gefahren. Dieses Gerüst hebt durch Abgabe von Wasserballast aus den Prähmen den Überbau von der Hilfsstütze über dem Pfeiler ab. Der Überbau, der nun auf dem 32-rädrigen Wagen und der schwimmenden Rüstung ruht, wird alsdann mit Flaschenzügen über die Öffnung gezogen und mit seinem nördlichen Ende durch Einnahme von Wasserballast auf den nördlichen Strompfeiler abgesetzt (Abb. 66). Schließlich wird das südliche Ende des Überbaues durch Wasserdruckpressen von dem Wagen abgehoben und auf die Lager abgesenkt. Im Anschluß hieran wird dann der in die nördliche Seitenöffnung vorkragende Arm im freien Vorbau aufgestellt und der südliche Kragarm und der südliche Seitenüberbau auf der festen Rüstung errichtet.

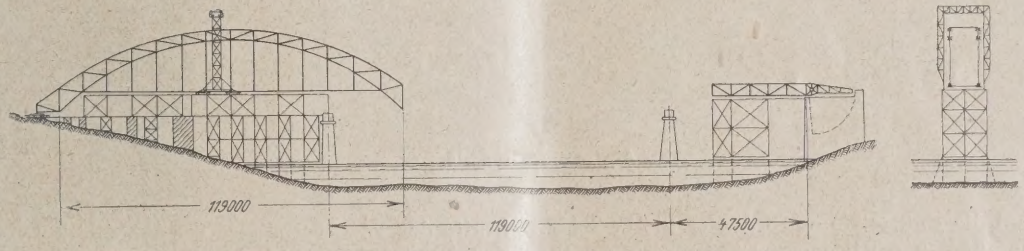


Abb. 64. Mittlerer Überbau und Klappbrücke während der Aufstellung.

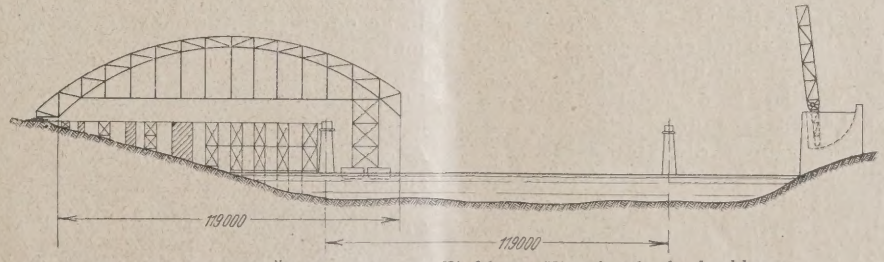


Abb. 65. Mittlerer Überbau vor dem Einfahren, Klappbrücke hochgeklappt.

c) Einzelheiten der eisernen Überbauten im Nordteil der Brücke. (Vorschlag I.) (Abb. 11 auf S. 7.)

Die fünf Öffnungen im Nordteil der Brücke werden von Parallelfachwerkträgern in Kragträgerform (Abb. 67 a) überbrückt. Die Gelenke liegen von Süden gerechnet in der zweiten und vierten Öffnung. Die Stützweiten der ersten 4 Öffnungen betragen je 50,5 m, die größte Stützweite der schiefen nördlichen Endöffnung 52 m. Die Länge der Kragarme in der zweiten und vierten Öffnung mißt je 10,10 m, die Stützweite der eingehängten Träger daher 30,30 m. Die Zwischenstützen sind eiserne Pendeljoche. Die Systemhöhe der Hauptträger

beträgt durchweg 6 m, die Feldweite in den ersten 4 Öffnungen 5,05 m und der Abstand der beiden Hauptträger der zweigleisigen Überbauten über den ersten 4 Öffnungen von Mitte zu Mitte 6,40 m. Das nördliche Gelenk in der vierten Öffnung ist ein längsverschiebliches Gelenk; hier muß die gesamte Längenausdehnung der Überbauten ausgeglichen werden. Die drei anderen Gelenke sind unverschieblich; an und für sich sind sie zwar ebenso ausgebildet wie das längsverschiebliche Gelenk, sie sind aber durch feste Verbindung der Windverbände zu unverschieblichen Gelenken umgewandelt. Der Windverband liegt in der Ebene der Oberkanten der Obergurte. Den Gelenken der Hauptträger entsprechen Gelenke im Windverband, wie es die Abb. 67 b zeigt. Das nördliche Windverbandgelenk in der vierten Öffnung ist längsverschieblich, die anderen sind feste Gelenke.

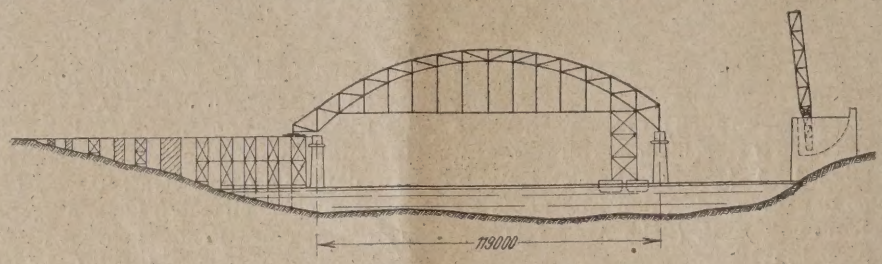


Abb. 66. Mittlerer Ueberbau eingefahren.

In den vier ersten Öffnungen liegen die Schwellen unmittelbar auf den in einem Abstand von 1,9 m voneinander angeordneten Längsträgern (Abb. 68). Die äußeren Längsträger sind mittels kleiner Stahlplatten in den Knotenpunkten der Hauptträger auf den Obergurten der letzteren, die inneren Längsträger auf den gegliederten Querträgern gelagert. Die beiden Längsträgerstränge jedes Gleises sind durch wagerechte Verbände zur Aufnahme der auf die Fahrzeuge wirkenden Seitenkräfte miteinander verbunden. Unabhängig von den Schwellen, welche die Schienen tragen, sind die Fußsteige angeordnet. Sie bestehen aus Querbohlen, die auf [-Eisen liegen. Die [-Eisen werden von kleinen eisernen Konsolen gestützt. In der letzten schiefen Endöffnung ruhen die Schwellen zur Erzielung einer wasserdichten Fahrbahn in einem von Buckelplatten getragenen Schotterbett. Die auf die unteren Gurtungen der Hauptträger entfallenden Seitenkräfte werden durch die über die ganze Höhe der Hauptträger reichenden, gegliederten Querträger auf den Windverband übertragen. In der Mitte jeder Öffnung ist in den Windverband ein Bremsverband eingeschaltet, der die aus der Abb. 67 b zu ersehende Form hat. Die Längskräfte der inneren Längsträger werden vom Bremsverband, die Längskräfte der äußeren Längsträger unmittelbar von den Hauptträgern aufgenommen. Durch die Hauptträger und durch die festen Windverbandgelenke werden die der Brückenachse gleichgerichteten Kräfte eisernen, in die beiderseitigen Widerlager einbetonierten Böcken zugeführt.

In den Abb. 69 bis 71 ist das längsbewegliche Gelenk in der vierten Öffnung dargestellt. Die letzte Strebe des Kragarmes (Abb. 71) ist linkssteigend, die erste Strebe des eingehängten Trägers (Abb. 70) rechtssteigend. Der Pfosten (Abb. 70) gehört zum eingehängten Träger. Dieser Pfosten besteht im unteren Teil nur aus 2 Wänden (Abb. 70), im oberen Teil sind die beiden Wände durch einen Steg verbunden. Mit diesem Stege ist der Pfosten auf ein Druckpendel gehängt, das auf dem Kragarm abgestützt ist (Abb. 71 u. 69). Die Flächen, in denen sich die beiden Endknotenpunkte des Kragarmes und des eingehängten Trägers unmittelbar berühren, sind durch aufgeschraubte Messingplatten gegen Verrosten geschützt. Das Druckpendel selbst ist in allen Teilen zugänglich. Die Fahrbahn ist über dem Gelenk in der in der Abb. 70 dargestellten Weise unterbrochen. Die äußeren Längsträger des Kragarmes sind mit Stahlplatten auf dem überkragenden Obergurt des eingehängten Trägers gelagert. Aus dem überkragenden Obergurt des eingehängten Trägers ragt ein schmaleres Stück hervor, über das der Obergurt des Kragarmes ohne weitere Verbindung, also längsverschieblich übergreift (Abb. 70, 71 u. 72). Die inneren Längsträger des Kragarmes sind auf kleinen an dem Querträger und den Unterkanten der Längsträger des eingehängten Trägers angeschlossenen Konsolen gelagert (Abb. 72). Diese Abbildung veranschaulicht auch die Ausbildung des längsverschieblichen Windverbandgelenkes. Die Spitze der letzten Streben des Windverbandes des Kragarmes ist mittels kleiner Druckstücke längsverschieblich zwischen zwei Anschlägen gelagert, die aus dem Obergurt des letzten Querträgers des eingehängten Trägers hervorragen. An dem Obergurt dieses Querträgers sind die Streben des Windverbandes des eingehängten Trägers fest angeschlossen. Die Auflagerkräfte des Windverbandes werden durch Dreieckverbindungen den Widerlagern und den Mittelstützen zugeführt. Letztere sind durch Dreieckausfachungen als Pendeljoche ausgebildet (Abb. 73), die imstande sind, die Windkräfte in die Pfeiler zu leiten. Bei starkem Winddruck auf die mit unbeladenen Wagen belastete Brücke treten an den Füßen der Pendeljoche geringe Zugkräfte auf, die durch Verankerungen aufgenommen werden. Die Abb. 74 u. 75 stellen Einzelheiten der Pendeljoche dar. Die Außenwände der Hauptträger des Überbaues und der Joche sind in eine Ebene gelegt; deshalb sind die Auflager der Hauptträger des Überbaues unsymmetrisch zu den Stielen der Joche angeordnet. Die Stiele und die Streben haben hutförmigen, die Riegel ⌋[-förmigen Querschnitt. Die Anordnung der Verankerungen ist deutlich aus den Abb. 74 u. 75 zu ersehen.

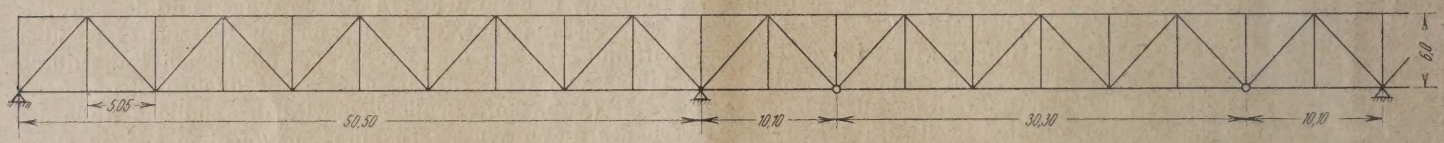


Abb. 67a. Ansicht des Hauptträgers.

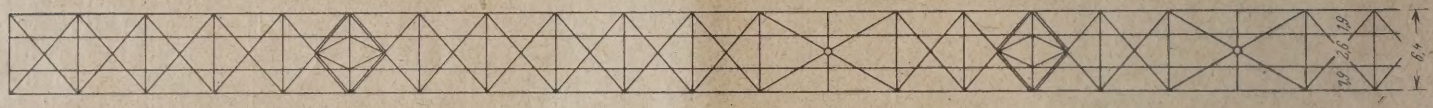


Abb. 67b. Grundriß.

d) Die Strompfeiler in der südlichen Fahrstraße.

In dem Entwurf ist für den Abstand der Achsen der Brücken der beiden Bauabschnitte das Maß von 12 m angenommen. Bei 9,8 m Abstand der Hauptträgermitten der einzelnen Überbauten rücken daher die Mitten der inneren Lager der seitlich benachbarten Überbauten auf 2,2 m zusammen und die Pfeilerschäfte des ersten Bauabschnittes ragen schon in die Pfeilerschäfte des zweiten Bauabschnittes hinein (Abb.

76). Infolgedessen muß der Unterbau für das innere Lager des zweiten Bauabschnittes schon im ersten Bauabschnitt mit ausgeführt werden. Damit das äußere Lager des zweiten Bauabschnittes später nicht auf jüngeren und mit den bestehenden Pfeilerteilen nicht verbundenen Grundmauern ruht, schlagen die Verfasser vor, die eigentlichen Grundmauern im ersten Bauabschnitt gleich für beide Brücken auszuführen (Abb. 76). Es bleibt dann für den zweiten Bauabschnitt nur noch der in Abb. 76 gestrichelt dargestellte Teil des Pfeilers übrig. In dem unteren und oberen Pfeilerteil sind zur Ersparnis an Mauerwerk große Hohlräume angeordnet (Abb. 76). Die

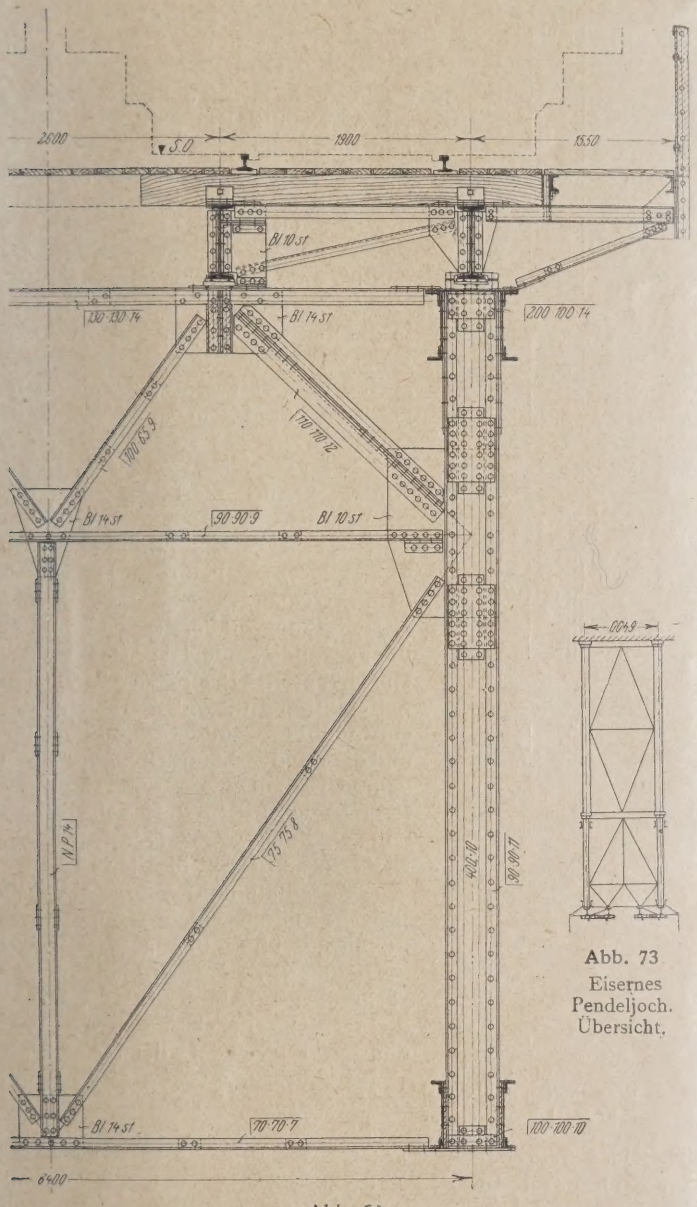


Abb. 68.
Querschnitt durch den eisernen Überbau im Nordteil der Brücke.

Abb. 73
Eisernes Pendeljoch. Übersicht.

Hauptmasse der Pfeiler besteht aus Beton. Die Auflagerquader sind in Granit geplant. Aus architektonischen Gründen und wegen besserer Haltbarkeit sollen die Pfeilerköpfe mit Granit verkleidet werden. Zum Schutz gegen Eis und Wellenschlag sind auch die Pfeilerschäfte in der Höhe des Wasserspiegels mit Granit verkleidet. Für die Gründung der Strompfeiler ist das Druckluftverfahren vorgesehen, das bei den vorliegenden Wasser- und Untergrundverhältnissen allein in Frage kommen kann. Für das Absenken der Senkkasten schlagen die Verfasser aus den gleichen Gründen grundsätzlich das gleiche Verfahren vor, wie die Verfasser des Entwurfes: „Simplicitas" (vergl. S. 108). Die Eisenbetonsenkkästen sollen auf einer besonderen, auf zwei Schwimmern ruhenden Arbeitsbühne hergestellt werden (Abb. 77). Nach Fertigstellung des Senkkastens werden die Schwimmer mit Wasser gefüllt; sie sinken unter und der Senkkasten kommt zum Schwimmen (Abb. 78). Die Schwimmer werden dann durch Einblasen von Luft wieder gehoben und zum Bau des zweiten Senkkastens verwendet (Abb. 79). Der schwimmende Senkkasten wird zur Baustelle geschafft und dort an einem Gerüst, das von zwei eisernen Prähmen getragen wird, mit Spindeln aufgehängt.

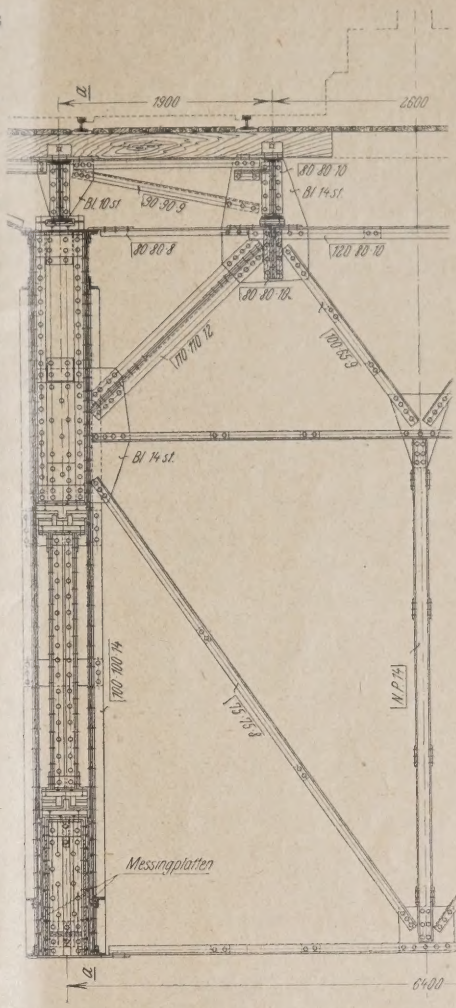


Abb. 69. Querschnitt am beweglichen Gelenk.

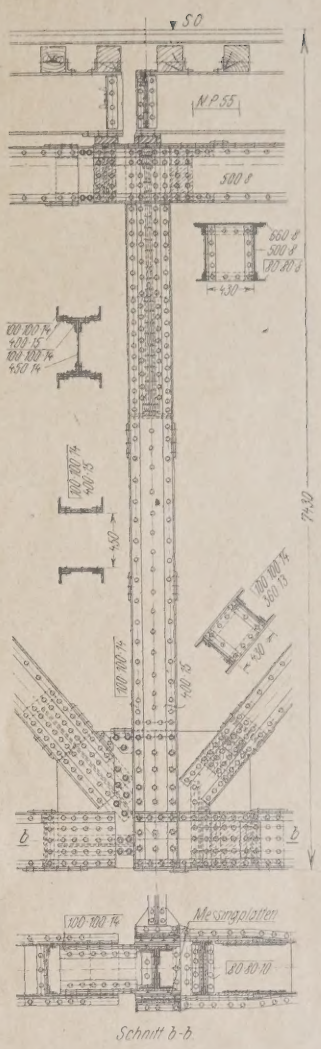


Abb. 70.
Ansicht des beweglichen Gelenks und Schnitt b-b.

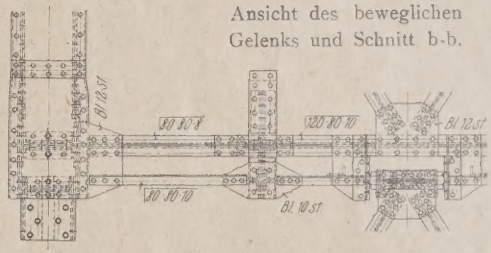


Abb. 72. Draufsicht mit Windverbandgelenk.

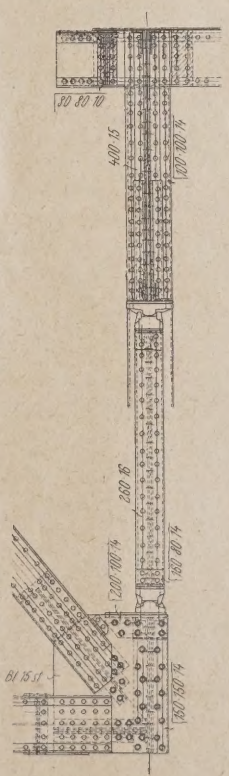


Abb. 71. Schnitt a-a durch den Gelenkpfosten.

(Abb. 80). Von den Spindeln wird er so lange getragen, bis er den festen Baugrund erreicht hat (Abb. 81 u. 82).

4. Entwurf: „Hamarbyleden".

Vorschlag III (Abb. 13 in Heft 1).

a) Einzelheiten des eisernen Überbaues über der südlichen Fahrstraße.

Die südliche Fahrstraße und der Nordteil des Südstrandes wird in drei Öffnungen von einem Überbau in Auslegerform mit den Gelenken in den Seitenöffnungen ganz ähnlich wie beim

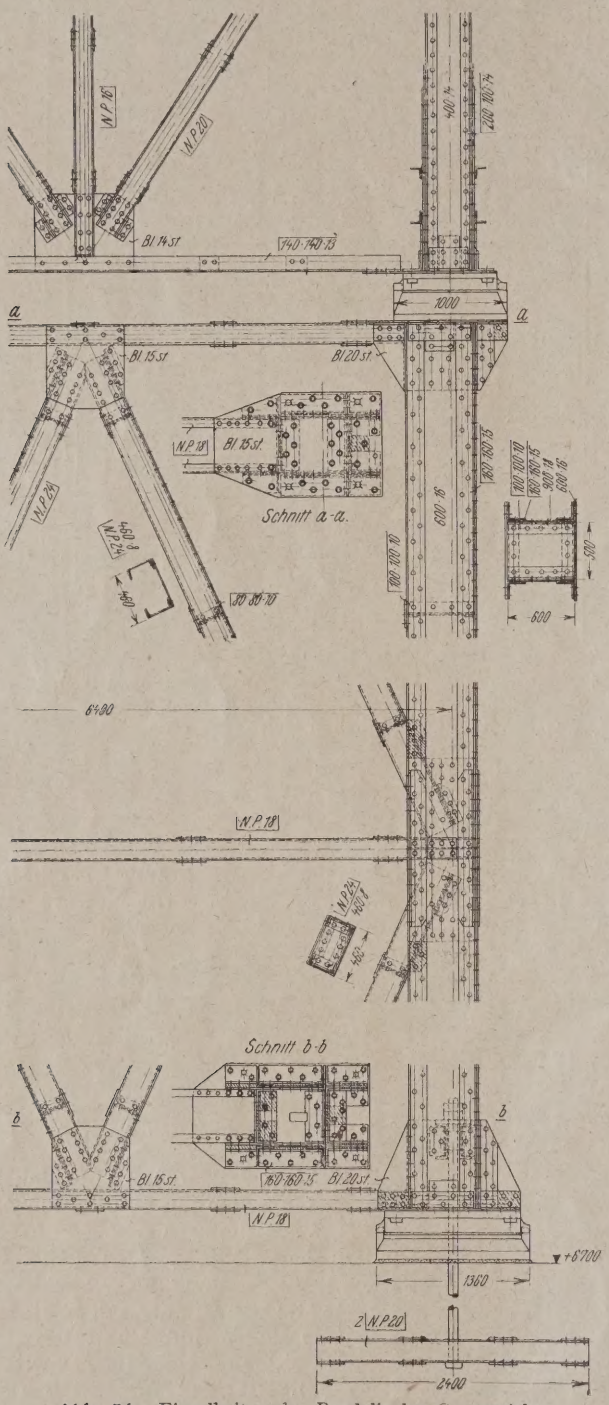


Abb. 74. Einzelheiten des Pendeljochs, Queransicht.

Entwurf nach Vorschlag I überspannt (Abb. 83). Der mittlere Überbau ist auch hier ein Zweigelenkbogen mit Zugband, seine Stützweite beträgt aber 152 m und seine Hauptträger sind vollwandig. Die Schwerlinie des Zugbandes, das beiderseits an den den Auflagern benachbarten Knotenpunkten angreift, ist

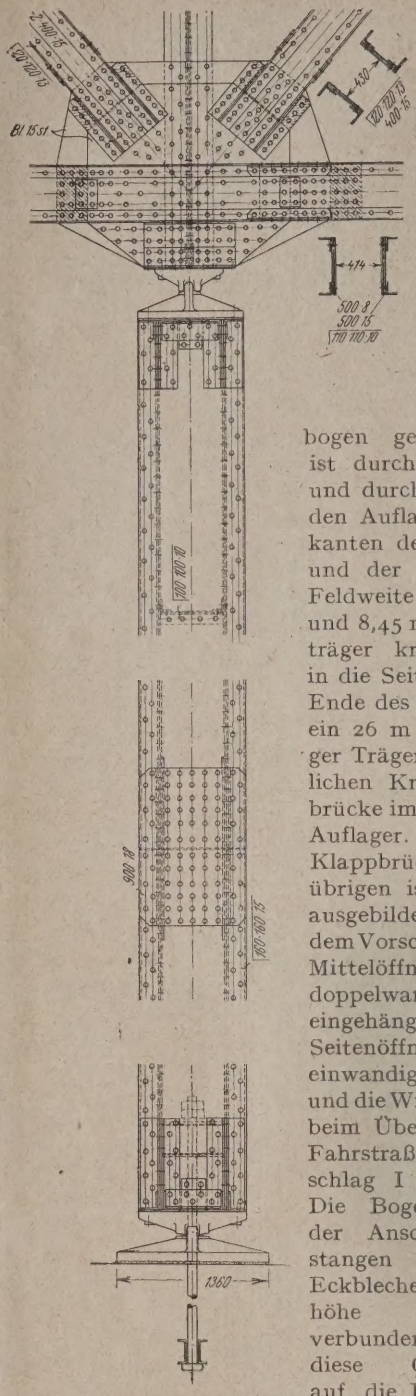


Abb. 75. Einzelheiten des Pendeljochs, Längsansicht.

in der Bogenmitte von der Unterkante des Stegbleches des Bogens 22 m entfernt. Die Höhe des Stegbleches im Scheitel beträgt 2,50 m. Die Unterkante des Stegbleches ist nach einem Kreisbogen geformt, dessen Halbmesser durch die Lage des Scheitels und die Angriffspunkte des Zugbandes gegeben ist. Die Oberkante des Stegbleches ist ebenfalls nach einem Kreisbogen geformt. Sein Halbmesser ist durch die Höhe des Scheitels und durch die Lage der Punkte über den Auflagern in der Höhe der Oberkanten der Obergurte der Kragarme und der Geländer bestimmt. Die Feldweite des Bogens beträgt 8,4 und 8,45 m. Die vollwandigen Hauptträger kragen beiderseits 21,1 m in die Seitenöffnungen vor. Auf dem Ende des südlichen Kragarmes ruht ein 26 m weit gestützter vollwandiger Träger; auf dem Ende des nördlichen Kragarmes findet die Klappbrücke im geschlossenen Zustande ihr Auflager. Auch die Hauptträger der Klappbrücke sind vollwandig; im übrigen ist die Klappbrücke ebenso ausgebildet, wie beim Entwurf nach dem Vorschlag I. Die Hauptträger der Mittelöffnung und der Kragarme sind doppelwandig, die Hauptträger des eingehängten Trägers der südlichen Seitenöffnung und der Klappbrücke einwandig ausgebildet. Die Fahrbahn und die Windverbände sind ebenso wie beim Überbau über der südlichen Fahrstraße des Entwurfes nach Vorschlag I angeordnet (vergl. S. 137). Die Bogen sind in den Ebenen der Anschlußpunkte der Hängestangen durch Querriegel, deren Eckbleche über die ganze Bogenhöhe reichen, miteinander verbunden (Abb. 84). Durch diese Querriegel werden die auf die Bogen entfallenden Seitenkräfte auf den oberen Windverband übertragen. In den Anschlußpunkten der Hängestangen werden die beiden Wandungen jedes Hauptträgers durch die Hängestangen selbst und in den Drittelpunkten der Felder durch besondere Querschotten ausgesteift (Abb. 85 Schnitt a—a). Aus dieser Abbildung ist auch die Ausbildung des Querschnittes des Bogens zu ersehen. 1000 mm breite obere Kopfplatten verbinden beide Wandungen, die je aus einem 15 mm starken Stegblech und außerdem oben aus einem äußeren Beiblech und unten aus je einem äußeren und inneren Beiblech bestehen und 550 mm Abstand voneinander haben. Die Innenkanten der unteren Fußplatten schließen mit den Innenkanten der Stegbleche ab. Eine Winkeleisenvergitterung verbindet die Fußplatten beider Wandungen. In der Brückenmitte sind alle Teile des Querschnittes gestoßen (Abb. 85). Der Stoß jedes Stegbleches wird auf der Außenseite durch eine über die ganze Höhe reichende Lasche 760 . 12 und auf der Innenseite durch eine von der Oberkante des Stegbleches bis zur Oberkante des

unteren inneren Beibleches reichende Lasche 760 . 12 und im unteren Teil durch eine von b bis c reichende Lasche 560.20 gedeckt. Gegen diese Lasche läuft das untere innere Beiblech 560 . 20 sich tot; die hier entstehenden Stöße werden durch gleichstarke Laschen gedeckt. Gegen die äußere Stoßlasche 760 . 12 des Stegbleches laufen sich von beiden Seiten das äußere untere und äußere obere Beiblech tot. Gleich starke Laschen decken die hier entstehenden Stöße. Gegen diese Decklaschen laufen sich unten und oben die Winkel tot, ihre beiderseitigen Enden werden durch Deckwinkel miteinander verbunden. In der Brückenmitte tritt im Kopf das Windverbandknotenblech (Abb. 84) an die Stelle der untersten Kopfplatte; das Windverbandknotenblech deckt zugleich den Stoß der über ihr liegenden zweiten Kopfplatte. Die Stöße der untersten Kopfplatte mit dem Windverbandknotenblech und der obersten Kopfplatten werden durch eine besondere, auf der obersten Kopfplatte liegende Lasche gedeckt. Die oberste und mittlere der Fußplatten werden in Brückenmitte gestoßen. Der Stoß wird durch ein Futterblech unter dem Deckwinkel und eine auf der mittleren Platte liegende Lasche gedeckt. Die unterste Fußplatte läuft sich von beiden Seiten gegen diese Lasche tot. Eine gleich starke Decklasche verbindet die Enden der unteren Fußplatten.

Der sehr lehrreiche Auflagerknotenpunkt des Bogens ist in der Abb. 86 wiedergegeben. Über dem Auflager erreicht der Bogen die ansehnliche Höhe von 8,8 m. Im letzten Felde und im ersten Teile des Nachbarfeldes sind in jeder Wandung 3 Stegbleche vorgesehen, von denen das mittelste 15 mm, die beiden äußeren je 20 mm stark sind. Der Bogen ist in diesem

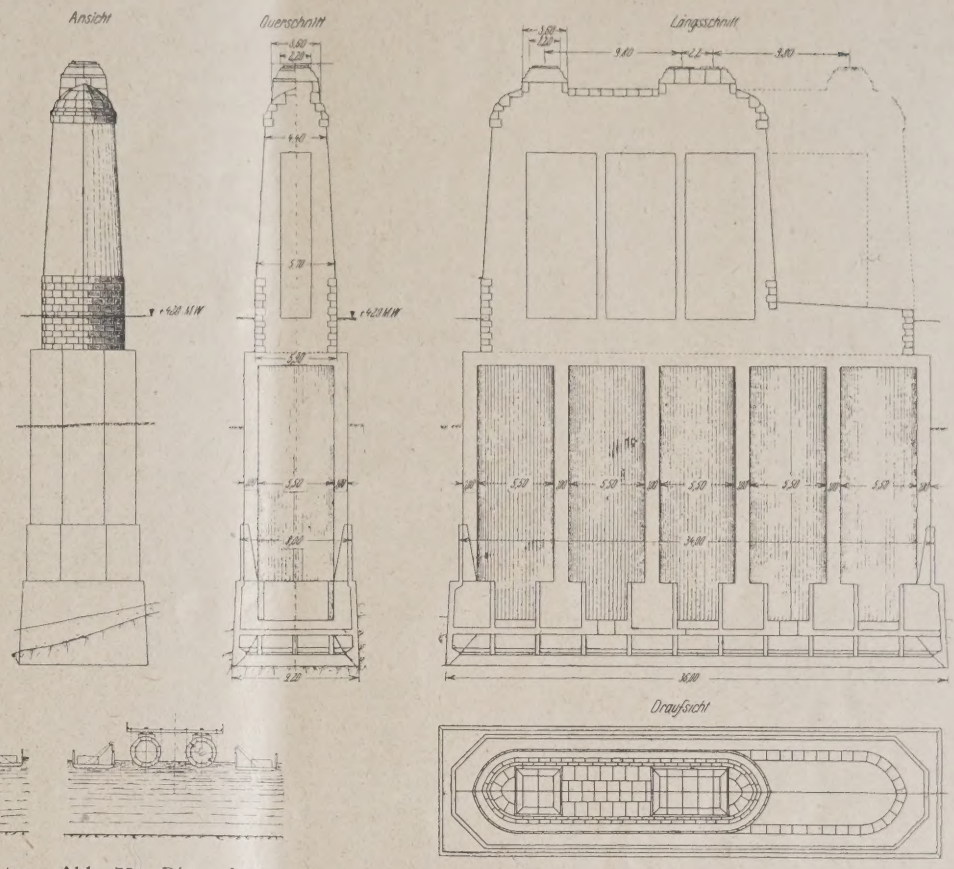


Abb. 76. Nördlicher Strompfeiler.

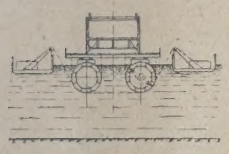


Abb. 77. Fertig betonierter Senkkasten auf den Schwimmern ruhend.

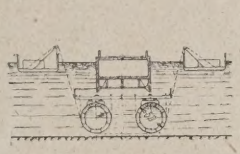


Abb. 78. Der Senkkasten ist zu Wasser gebracht und schwimmt.

Abb. 79. Die entleerten Schwimmer zur Wiederverwendung bereit.

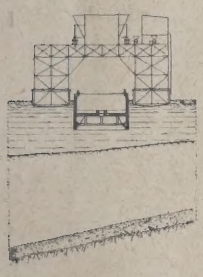


Abb. 80. Einschwimmen des Senkkastens an die Verwendungsstelle.

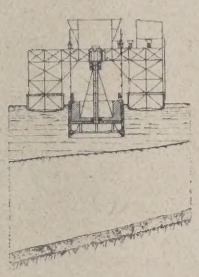


Abb. 81. Beginn der Absenkung des Senkkastens.

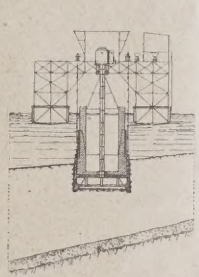


Abb. 82. Absenken des Pfeilers.

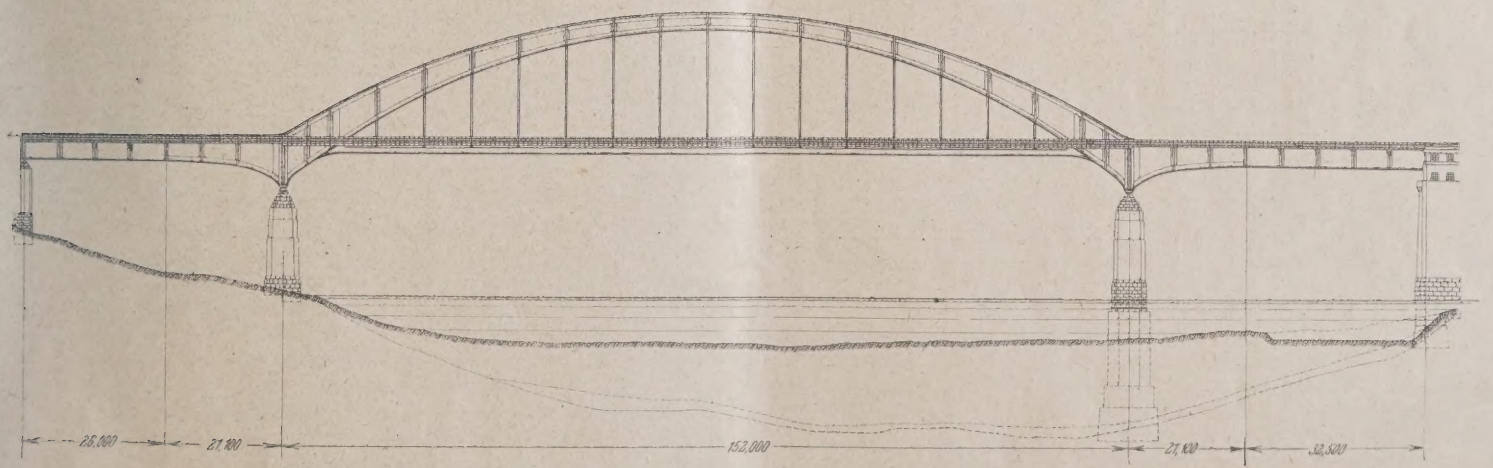


Abb. 83. Überbau über der südlichen Fahrstraße. Übersicht.

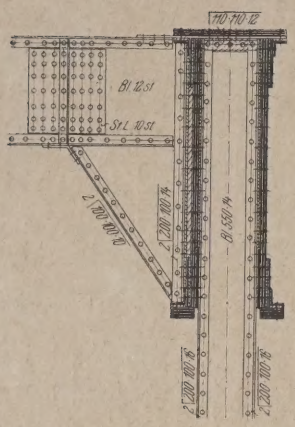


Abb. 84. Querschnitt des Bogens in Brückenmitte.

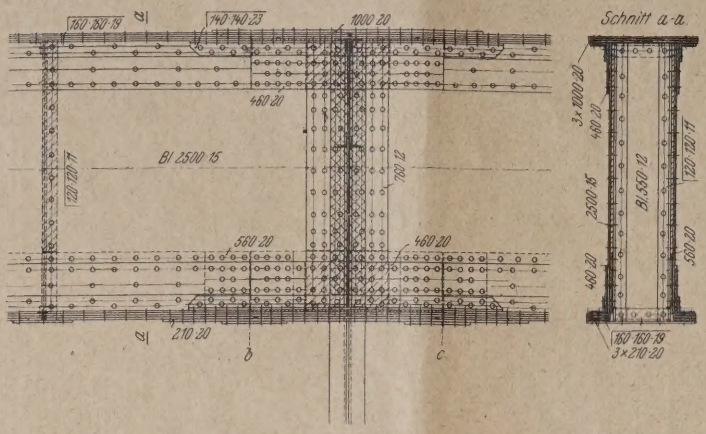


Abb. 85.
Ansicht des Bogens in Brückenmitte mit Schnitt a—a.

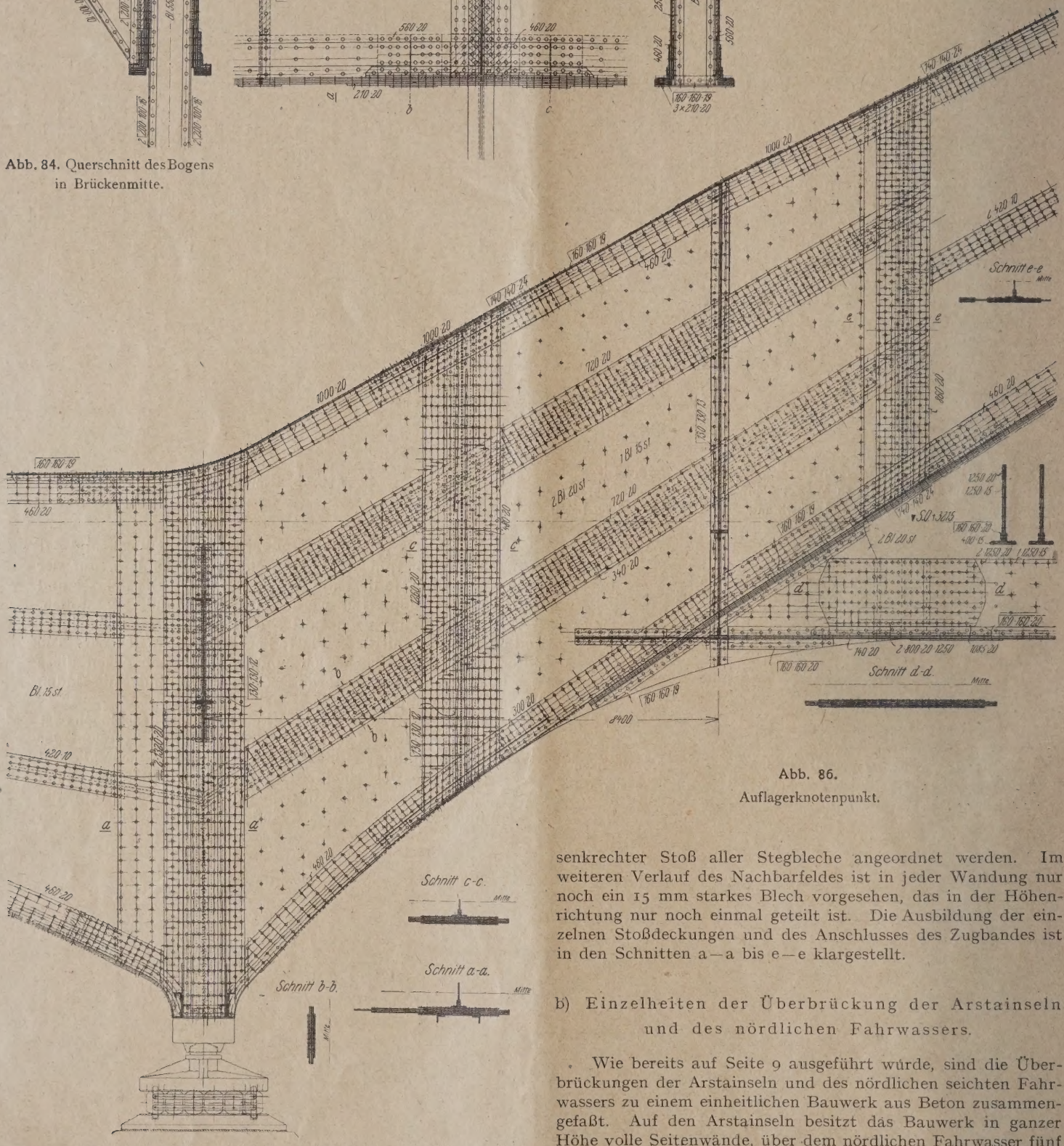


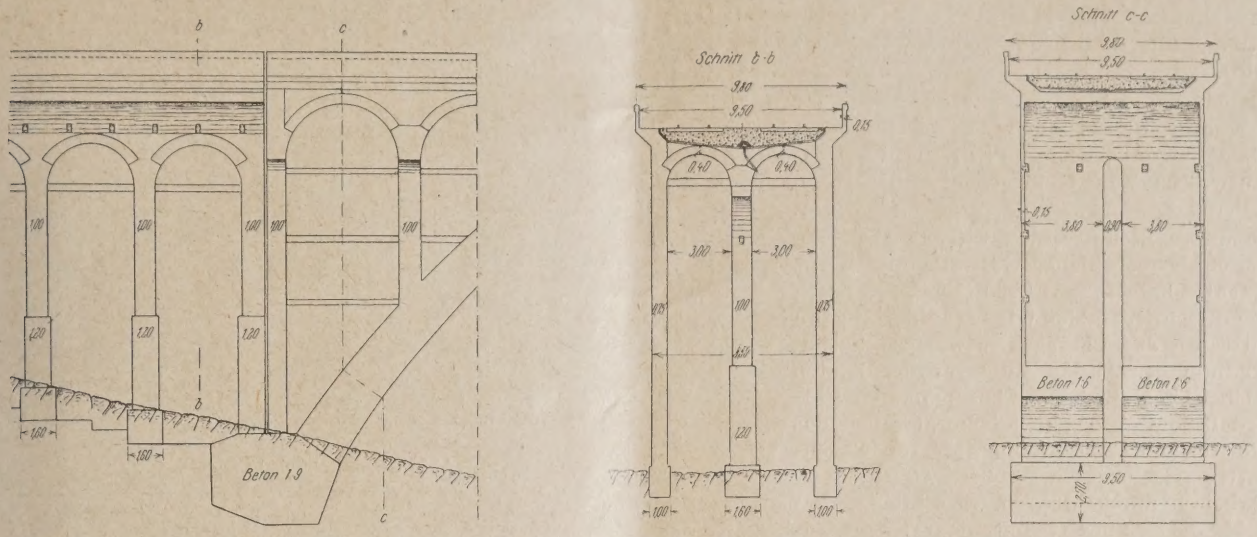
Abb. 86.
Auflagerknotenpunkt.

Teile so hoch, daß die Stegbleche in der Höhenrichtung zweimal unterteilt werden mußten. In der Mitte des letzten Feldes mußte wegen der großen Abmessungen außerdem noch ein senkrechter Stoß aller Stegbleche angeordnet werden. Im weiteren Verlauf des Nachbarfeldes ist in jeder Wandung nur noch ein 15 mm starkes Blech vorgesehen, das in der Höhenrichtung nur noch einmal geteilt ist. Die Ausbildung der einzelnen Stoßdeckungen und des Anschlusses des Zugbandes ist in den Schnitten a—a bis e—e klargestellt.

b) Einzelheiten der Überbrückung der Arstainseln und des nördlichen Fahrwassers.

Wie bereits auf Seite 9 ausgeführt wurde, sind die Überbrückungen der Arstainseln und des nördlichen seichten Fahrwassers zu einem einheitlichen Bauwerk aus Beton zusammengefaßt. Auf den Arstainseln besitzt das Bauwerk in ganzer Höhe volle Seitenwände, über dem nördlichen Fahrwasser fünf Betongewölbe mit 51 m lichter Weite und mit vollen Stirnwänden. Durch diese Anordnungen wird im Zusammenhang mit den vollwandigen eisernen Trägern über dem südlichen

Fahrwasser die Einheit des ganzen Bauwerkes hergestellt, durch die unterschiedliche Behandlung der Bauteile über den Inseln und den nördlichen und südlichen Fahrstraßen aber eine ansprechende Gliederung des Bauwerkes hervorgerufen. Die Fahrbahn über den Arstainseln wird von zwei Gewölben getragen, die mit ihren Achsen der Brückenachse gleichlaufen und



Längsschnitt. Abb. 87. Übergang der Überbrückung über den Arstainseln zu der über dem nördlichen Fahrwasser. (Ergänzung)

sich seitlich auf die vollen Seitenmauern und in der Mitte auf einzelne überwölbte Pfeiler stützen (Abb. 87). Die wagerechten Schübe der Hauptgewölbe und der Pfeilerüberwölbungen sind durch Eisenbetonanker aufgehoben. Die Verfasser haben diese Bauweise an Stelle einer Eisenbetonkonstruktion gewählt, weil sie weniger Eisen erfordere und hinsichtlich der Rissebildung infolge der Erschütterungen durch die Verkehrslast sicherer sei als eine Eisenbetonkonstruktion. Die Gewölbe über dem nördlichen Fahrwasser bestehen in der Querrichtung aus zwei Teilen von 3,8 m Breite und 0,90 m Zwischenraum. Die Fahrbahn wird von kleinen Gewölben getragen, deren Achsen rechtwinklig zur Brückenachse liegen und sich auf einzelne Pfeiler stützen, welche die Lasten auf die Hauptgewölbe übertragen. Die Zwickel der kleinen Gewölbe sind mit leichtem Schlackenbeton ausgefüllt und ihre wagerechten Schübe sind durch Eisenbetonanker aufgehoben; hierdurch werden die Abmessungen und Eigengewichte der Pfeiler, welche die Lasten auf die Hauptgewölbe übertragen, sehr günstig beeinflußt. Die vollen Stirnmauern werden von dünnen Eisenbetonwänden gebildet, die zwischen die einzelnen kleinen Pfeiler eingespannt sind (Abb. 87, Schnitt c—c).

(Fortsetzung folgt.)

AUSLANDSMITTEILUNGEN.

In der ersten Nummer dieser Zeitschrift ist kurz angedeutet worden, von welchen Gesichtspunkten aus das Studium des Auslands gefördert werden sollte. Daß dies notwendig ist, darüber besteht wohl heute nur eine Meinung; es kann sich also nur darum handeln, den richtigen Weg zu finden, der uns in den nächsten Jahren möglich sein wird.

Die Mittel, die uns heute in Deutschland zur Verfügung stehen, um das Ausland kennen zu lernen, sind begrenzt. An Studienreisen ist wegen der Geldentwertung in der nächsten Zeit nicht zu denken.

Die Mitwirkung deutscher Ingenieure an der Projektierung und Ausführung größerer Bauprojekte bei den bisher nicht neutralen Staaten kommt bis auf weiteres kaum in Betracht. So konnte man z. B. in einer englischen technischen Zeitschrift im November 1919 ein lehrreiches Beispiel lesen. Es wird da mitgeteilt, daß bei einem internationalen Wettbewerb für die Vergebung einer Eisenkonstruktion in Ägypten Deutschland am billigsten war, und daß man sich in London darüber unterhielt, wie dieser unmögliche Zustand beseitigt werden könnte, und das zu einer Zeit, wo wir uns angeblich im Friedenszustande befinden. Wir müssen also damit rechnen, daß deutsche Ingenieure und deutsche Unternehmungen nicht so bald auf Gleichberechtigung und Unparteilichkeit in der Weltwirtschaft zu rechnen haben werden.

Ein anderer vor dem Kriege häufig beschrittener Weg, das Ausland zu studieren, war durch die Veranstaltung von internationalen Kongressen vielfach mit Erfolg beschritten worden. (z. B. Materialprüfungskongresse, Schiffahrtskongresse u. a.). Da gab es die Möglichkeit zu einem Austausch von Beobachtungen und Erfahrungen von Ingenieurwerken aus aller Welt. Die Besprechung von wissenschaftlichen Arbeiten der einzelnen Nationen führte zu gemeinschaftlichen, wissenschaftlichen Arbeiten, die die Grundlage so mancher segensreichen technischen Verbesserungen bildeten. Der große Wert dieser Kongresse lag auch darin, daß er deren Mitglieder persönlich einander näher-

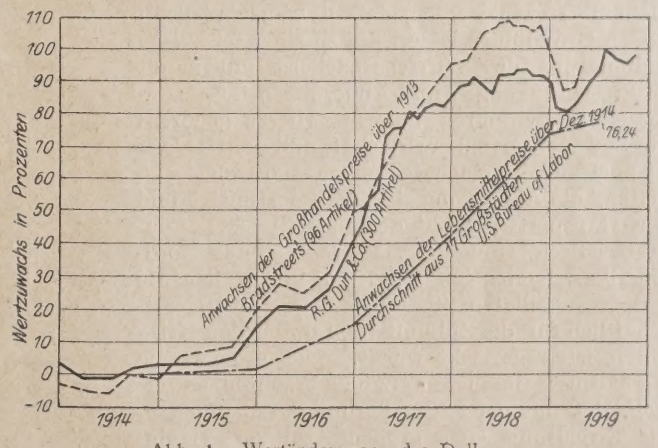


Abb. 1. Wertänderungen des Dollars.

brachte und zu regem mündlichen und schriftlichen Gedankenaustausch über technische Fragen wissenschaftlicher und allgemein wirtschaftlicher Art führte. Jedermann, der diese Kongresse besuchte, weiß, welchen Wert sie nicht nur für den Besucher, sondern auch für diejenigen Staaten hatte, die bei den Kongressen vertreten waren. Derartige Kongresse von Tech-

nikern könnten m. E. auch in der Zukunft diejenigen Stätten werden, die zu einer Annäherung der Völker beitragen könnten. Sie könnten auch die Brücke der Verständigung bilden, zu der die Völker kommen müssen, wenn nicht Kulturwerke von Jahrhunderten zugrunde gehen sollen. Aber auch die Veranstaltung von internationalen Kongressen bleibt nur eine Hoffnung für die Zukunft, wenn erst wieder die Gleichberechtigung aller Kulturnationen gewährleistet sein wird.

Es bleibt uns bis auf weiteres sonach nur ein Weg übrig: die Tätigkeit des Auslandes auf dem Gebiete von Theorie und Praxis des Bauingenieurwesens aus technischen Zeitschriften zu studieren.

An dieser Stelle werden wir das Auslandsstudium von verschiedenen Gesichtspunkten aus zu betrachten haben. In erster Linie interessieren uns die Fortschritte in den wissenschaftlichen Grundlagen des Bauingenieurwesens. Soweit das Studium der Auslandsliteratur der letzten Jahre einen Schluß zuläßt, hat man den Eindruck, daß sowohl das feindliche als auch das neutrale Ausland ebensowenig wie wir Gelegenheit hatten oder suchten, größere wissenschaftliche Arbeiten durchzuführen, es sei denn, daß sie direkt oder indirekt mit dem Kriege zusammenhingen.

Über eine Reihe von Kriegsbauten und Bauten der Kriegswirtschaft aus der Praxis des Bauingenieurwesens soll von Zeit zu Zeit an dieser Stelle berichtet werden. Ein neues Betätigungsgebiet für den Bauingenieur ist der Eisenbetonschiffbau geworden, der während des Krieges zuerst in Norwegen, später in England und in größerem Stile bis in die Nachkriegszeit in Nordamerika gepflegt wurde. Über die auf diesem Gebiete gemachten Fortschritte, über die guten und schlechten Erfahrungen ist bereits in dieser Zeitschrift berichtet worden. (No. 5.)

Die Schwierigkeiten der Jetztzeit und der kommenden Jahre, die in aller Welt der Ausführung größerer Aufgaben des Bauingenieurwesens im Wege stehen, liegen auf wirtschaftlicher Seite. Wenn auch Deutschland unter diesen Schwierigkeiten am meisten zu leiden hat, so darf doch nicht übersehen werden, daß die ganze Welt an diesen Grundübeln leidet, die zu einer teilweisen Lahmlegung des Wirtschaftslebens und damit zu Einschränkungen und Änderungen im gesamten Bauwesenführen müssen. Hierzu gehören: die veränderte Kohlenwirtschaft und der Kohlenmangel auf der einen Seite, Transportschwierigkeiten, die Abnutzung der Transportmittel und der Transportwege auf der anderen Seite. Charakteristisch sind die Nachrichten aus Nordamerika, demjenigen Lande, das von allen am Kriege beteiligten Staaten (außer Japan) wirtschaftlich für die Zukunft wohl durch den Krieg am meisten gestärkt wurde. Die eigenartigen Verhältnisse in diesem Lande brachten es mit sich, daß mit jeder Erweiterung des Bahnnetzes die Errichtung einer großen Zahl von Bauingenieur- und Hochbauwerken verbunden war. Auch die Entwicklung des Verkehrs auf einzelnen Bahnlinien hatte eine gute Wirkung auf die Entwicklung des Bauingenieurwesens. Die große Inanspruchnahme und Abnutzung aller Verkehrswege und Verkehrsmittel während des Krieges hat diese in einem derartig ungünstigen Zustand zurückgelassen, daß erst nach deren Wiederherstellung die Ausführung von wichtigen, schon zum Teil geplanten Ingenieurwerken in Angriff genommen werden kann.

Zu diesen Schwierigkeiten kommen die Veränderungen in

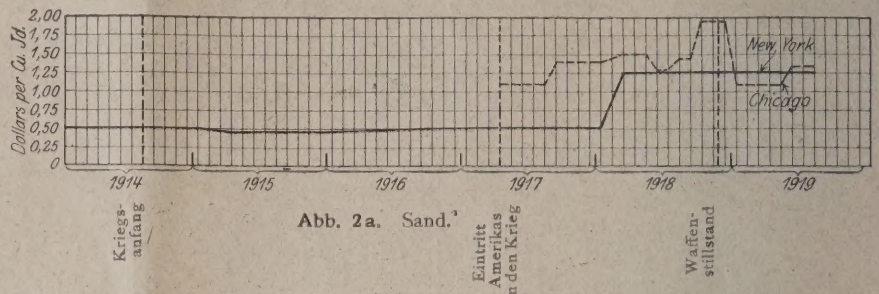


Abb. 2a. Sand.

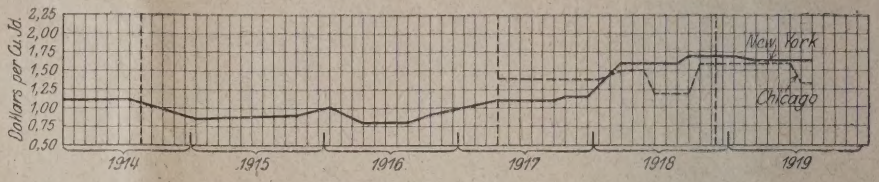


Abb. 2b. Steinschalg.

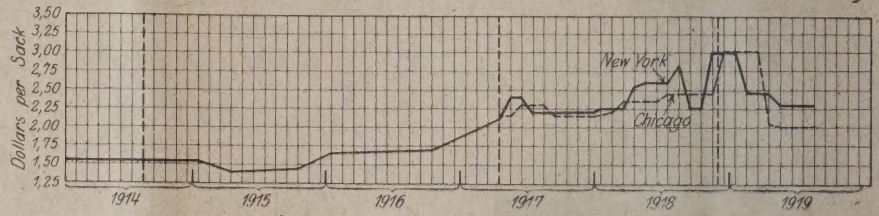


Abb. 2c. Portland-Zement.

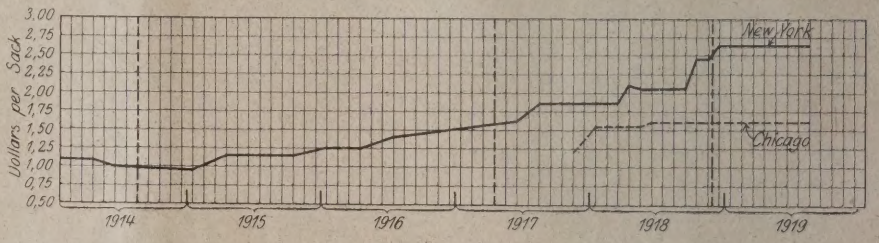


Abb. 2d. Kalk.

Abb. 2. Darstellung der Steigerung

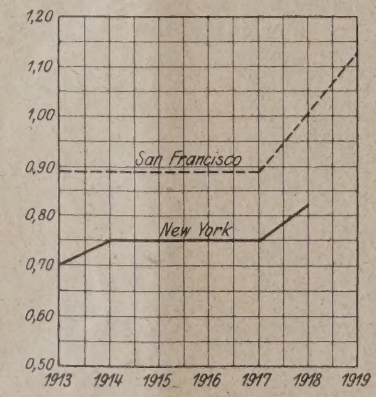


Abb. 3a. Maurer.

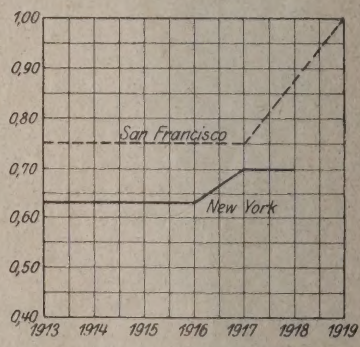


Abb. 3b. Betonarbeiter.

Abb. 3. Darstellung der Lohn-

den Arbeiter- und Lohnverhältnissen und die Preissteigerungen die auf allen Gebieten zu beobachten sind. Abb. 1 zeigt eine interessante zeichnerische Darstellung der Entwertung des Geldes in den Vereinigten Staaten, wie sie in der Zeitschrift

„Engineering News-Record" vom Dezember 1919 dargestellt ist. Als Abszissen sind die Zeiten, als Ordinaten die Preissteigerungen seit dem Jahre 1914 für verschiedene Zweige des Klein- und Großhandels aufgetragen. Lebensmittelpreise waren schon

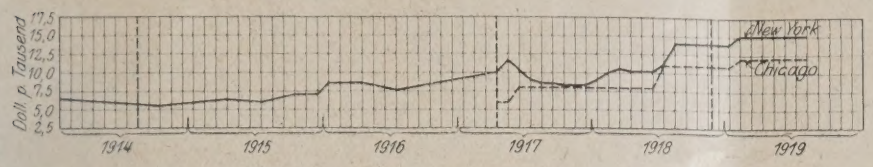


Abb. 2e. Normalziegel.

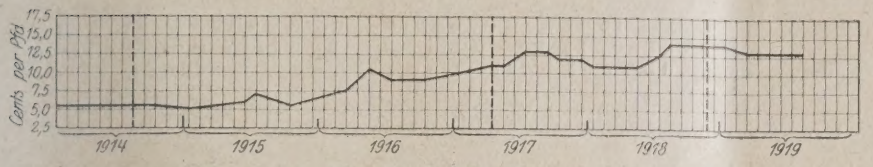


Abb. 2f. Reines Blei.

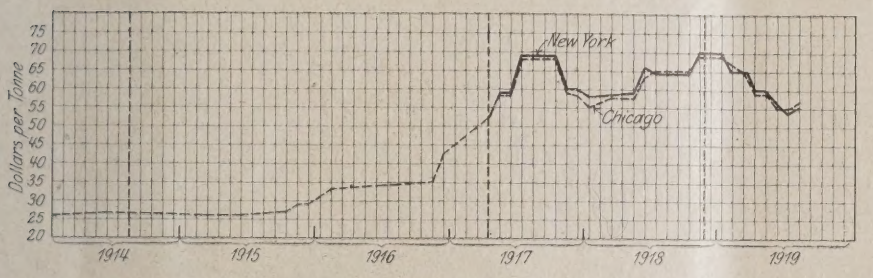


Abb. 2g. Eisenrohre.

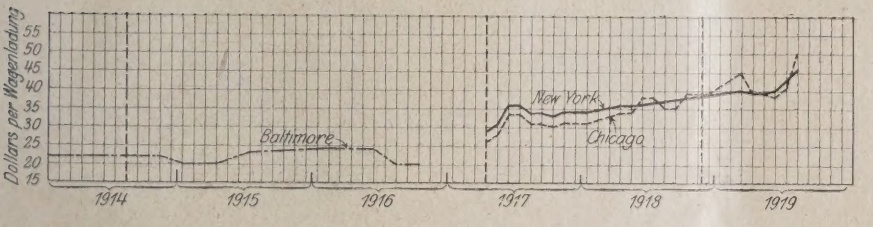


Abb. 2h. Holz.

der Baumaterialienpreise in Nord-Amerika.

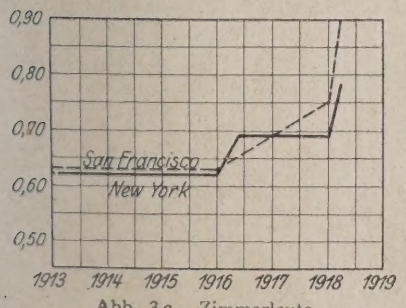


Abb. 3c. Zimmerleute.

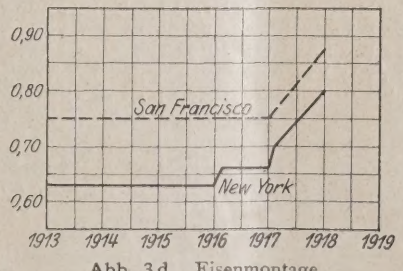


Abb. 3d. Eisenmontage.

steigerungen seit 1913.

Ende 1918 um 75% gegenüber 1914 gestiegen, wie aus den amtlichen statistischen Zusammenstellungen des U. S. Department of Labor zu ersehen ist. Hierbei ist der Durchschnitt bei 17 Großstädten angenommen; der Höchstwert in einzelnen Städten betrug 87%. Andere statistische Darstellungen, wie sie in der Fig. 1 über das Anwachsen der Großhandelspreise von 300 verschiedenen Artikeln gezeigt sind, bestätigen die amtlichen statistischen Daten im ungünstigsten Sinne.

Diese Darstellung zeigt die Entwertung des amerikanischen Geldes, die seit 1919 noch weiter vorgeschritten ist, da die Kaufkraft durch die höheren Preise für Lebensmittel und Dinge des täglichen Bedarfs gesunken ist. Hand in Hand mit dieser Geldentwertung geht die Steigerung aller Löhne vor sich. Auch aus Nordamerika hört man die gleichen Klagen wie bei uns, daß die Einkünfte der geistigen Arbeiter, besonders der Ingenieure, nicht in demselben Maße zunehmen, wie dies bei den Löhnen der Arbeiter der Fall ist, und wie es die allgemeinen Preissteigerungen gerechtfertigt erscheinen ließen.

Die Entwicklung des Bauwesens ist ferner auch gehemmt durch die unverhältnismäßige Steigerung der Materialpreise. Auch darüber sind einige wertvolle zeichnerische Darstellungen der amerikanischen Zeitschrift entnommen, die in Abb. 2 a bis 2 h dargestellt sind. In Abb. 2 a und 2 b sind die Preisentwicklungen für Sand und Steinschlag seit dem Jahre 1914 dargestellt. Wir sehen ein Hochschnellen der Preise nach Eintritt Amerikas in den Krieg, was auf die Transportschwierigkeiten und auf die Verteuerung der Frachten zurückzuführen ist. Die Kurven fallen merklich nach Beendigung des Krieges im Jahre 1918, bleiben aber im Jahre 1919 weit über dem Durchschnitt der vorangehenden Jahre; sie betragen noch mehr als das Doppelte der Vorkriegspreise.

Der Verlauf der Schaulinie für die Preise für Portlandzement ist in Abb. 2 c dargestellt. Schon im zweiten Kriegsjahre steigen die Preise und erreichen nach Eintritt Amerikas in den Krieg fast das Doppelte der Preise vor dem Kriege. Auch an dieser Linie sieht man mit Eintritt des Waffenstillstandes ein Abnehmen der Preise, die noch immer das Anderthalbfache der Friedenspreise ausmachen. Die gleichen Beobachtungen gelten für Kalk (siehe Abb. 2 d).

In den Darstellungen für die Preise von Ziegeln, Blei, wie sie aus Abb. 2 e und 2 f zu ersehen sind, scheint eine günstige Wirkung auf die Preisbildung durch den Waffenstillstand nicht hervorgerufen worden zu sein. Dagegen zeigen die Preise für Eisenrohre (Abb. 2 g) das gleiche Bild wie vorher, eine Steigerung schon im ersten Kriegsjahre, ein plötzliches Anwachsen im Jahre 1917 und eine Senkung der Preise aufdas Zweifache der Friedenspreise bis August 1919.

Schließlich zeigt Abb. 2 h die Entwicklung der Holzpreise, die im August 1919 mehr als auf das Doppelte gestiegen waren.

Ein etwas anderes Verhalten zeigen die statistischen Erhebungen über die Steigerung der Löhne, wie sie in Abb. 3 a—3 d für vier charakteristische Arbeitsgruppen bildlich dargestellt sind. Nur die Löhne der Zimmerleute steigen schon vor Eintritt Amerikas in den Krieg (Abb. 3 c). Die Löhne der Maurer, Betonarbeiter und der Montagearbeiter bleiben bis zum Eintritt Amerikas in den Krieg auf der gleichen Höhe. Erst nach dieser Zeit ist ein stetiges Anwachsen der Löhne festzustellen, das mit Ende 1919 im Zunehmen ist.

Wie sich die Preisgestaltung seit August 1919 gebildet hat, ist aus den Darstellungen nicht zu ersehen. Nach Mitteilungen der Zeitschriften und Tageszeitungen scheint es, daß sich die Preise im allgemeinen sehr wesentlich erhöht haben; ein Stillstand oder gar ein Zurückgehen der Löhne und Materialpreise ist nicht abzusehen.

Wir sehen aus diesen Darstellungen, daß zurzeit selbst in dem wirtschaftlich so starken Nordamerika die Grundlagen für eine Belebung und gesunde Entwicklung der Bautätigkeit erschüttert sind.

E. Probst, Karlsruhe i. B.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister-Dr. Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Die nachträgliche Bestimmung der Mischungs-Verhältnisse von Mörtel und Beton. Von Dipl.-Ing. H. Schäfer, München. Eine guteinführende Verarbeitung der Untersuchungen von Magens (physikalischer Art) und zahlreicher anderer in der Literatur niedergelegter Beiträge zu dieser Frage. Die chemische Feststellung der Zementmenge aus der löslichen Kieselsäure wird dann falsch, wenn auch die Zuschlagstoffe Kieselsäure enthalten. Auch kohlensaurer Kalk darf in den Zuschlägen nicht enthalten sein. Erörterung der Schwierigkeiten, die die Umrechnung von Gewichts- auf Raumeinheiten macht. Die Ausführungen zeigen vornehmlich nur, wie leicht Fehler in die nachträgliche Bestimmung geraten können und sind so ein wertvoller Hinweis für den, der durch derartige Untersuchungen vor Gericht gefährdet wird. Industriebau 1920/1.

Neuzeitliche Fragen der Zement- und Betonindustrie. Erwiderung von Dr. A. Moye auf die Ausführungen von Dr.-Ing. Luftschitz in Nr. 2 der Tonind.-Ztg. 1920 ebenda in Nr. 24. Vgl. auch die Entgegnung von Dr.-Ing. H. Nitzsche ebenda in Nr. 16. Dr. Moye wendet sich mit gleicher Entschiedenheit wie Dr. Nitzsche gegen den auch in der Form als eigenartig bezeichneten Aufsatz des Herrn Dr. L. Ausführungen hierzu macht auch Reg.-Baumeister Neumann ebenda in Nr. 20. Hier ist vom Standpunkte des Architekten geurteilt, der sich als an der Frage weniger interessiert bezeichnet.

Untersuchungsausschuß für den Zustand von Eisenbetonbauten in Holland. Der Eisenbetonbund für Holland hatte bei dem Minister Van Ijsselsteyn um Einsetzung eines Ausschusses von unparteiischen Fachleuten zur Untersuchung des Zustandes von Eisenbetonbauten in Holland ersucht. Demgemäß hat der Minister für Landwirtschaft und Handel durch einen Erlaß vom 31. Dezember 1919 einen solchen Ausschuß eingesetzt. Zum Vorsitzenden ist Herr Dr. C. Lely, Oud-Minister van Waterstraat, Mitglied der II. Kammer der Generalstaaten zu s'Gravenhage ernannt; die übrigen Ausschußmitglieder sind: J. A. Bakker, a. o. Hochschullehrer an der Techn. Hochschule zu Delft, A. A. Boon, Hauptingenieur der Amsterdamsche Fabriek van Cement-IJzerwerken „Wittenburg" zu Amsterdam, bekannt durch sein Buch über den Eisenbetonschiffbau, M. Brinkman, Architekt zu Amsterdam, P. A. N. Hackstroh, Reserve-Ltt. der Genie zu Amsterdam, der vor Jahresfrist in Gewapend Beton gegen die Eisenbetonbauweise sehr übertriebene Bedenken geäußert hat (vgl. Arm. Beton 1919, Heft 1, Stellungnahme hiergegen), G. W. van Heukelom, Hauptingenieur von der Gesellschaft zur Ausbeutung von Staatsbahnen zu Utrecht, J. Kooper, Hauptingenieur der Provinzial-Wasserstraßen zu Groningen, J. Lely, Direktor von Gemeindewerken zu s'Gravenhage, A. R. van Loon, Hauptingenieur-Direktor des Rijkswaterstaat zu Harlem, Alb. H. van Rood, Architekt zu s'Gravenhage, J. Z. Stuten, Generalmajor der Genie, s'Gravenhage, H. Th. Teeuwisse, Rijksbouwmeester im s'Gravenhager Bezirk und W. J. Wisselink, Direktor der N. V. Gewapend Betonbouw „de Kondor" zu Amsterdam.

Statik und Festigkeitslehre.

— — — —

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

Gemeindestraße Schüpfheim—Flühli usw. enthält viel Brückenbauliches. Siehe Straßenbau.

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Die neuen preußischen Hochbaubelastungsvorschriften unter besonderer Berücksichtigung der Bestimmungen über Knicksicherheit. Von Reg.- u. Baurat Dr.-Ing. Ellerbeck, Berlin. Erläuterungen zu den neuen Vorschriften vom 24. XII. 1919, die an die Stelle derjenigen vom 31. I. 1910 getreten sind. Zentralblatt d. Bauv. 1920, Nr. 7.

Wiederzulassung weicher Bedachungsarten bei Gebäuden mit Feuerungsanlagen. Baurat Rittershagen, Stettin, knüpft im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 14, sehr beachtenswerte Betrachtungen an die Reichsverordnung vom 15. I. 1919, die in Sachen der weichen Bedachung Ausnahmen von den baupolizeilichen Bestimmungen zuläßt.

Gebäude der Schweizer Muster-Messe, Basel. Von Arch. Franz Curti, Meilen-Zürich. Abbildungen, Grundrisse, Beschreibung der Raumeinteilung. Voraussichtliche Kosten 10 Mill. Franken. Industrie 1920, Heft 1.

Die Tauberwand. Besprechung dieser mit Ziegeln arbeitenden Sparbauweise unter Beifügung von 6 Abb. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 21.

Hohlwand aus Platten mit ungleich hohen Rippen. D. R. P. 316 166 findet sich besprochen in Z. d. Bauv. 1920/II, S. 72.

Die Anfertigung von Eisenbetonwänden bei beschleunigten Wohnhausbauten. Zentralbl. d. Bauv. 1920/II, S. 71. Kurze Beschreibung nebst Abb. nach der englischen Zeitschrift „Builder" vom 31. X. 1919.

Der preußische Minister für Volkswohlfahrt zur Wohnungsfrage. Abdruck des Erlasses des Ministers nebst dem Merkblatte für die Lehmbauweise in der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 13.

Mißerfolg der Lehmbauweise. In Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 19, wird erneut behauptet, daß die Lehmbauweise für Dauerbauten ungeeignet sei. Weiter wird ein Artikel des Mühlheimer Generalanzeigers vom 2. I. 20 angeführt, der sich gegen die Lehmbauweise wendet, aber mehr die Arbeiterstimmung zeigt, als beweiskräftig ist.

Not- und Behelfsbauten. Besprechung (mit Abb.) der Lehmstampfbauten, die die Reichsversicherungsanstalt für Angestellte, Berlin-Wilmersdorf, in Wilmersdorf am Fehrbelliner Platz durch die A.-G. für Bauausführungen ausführen läßt. Für stark belastete Stellen hat man Ziegel angewendet, im ganzen etwa 15 %. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 18.

Die Lehmbauweise. Erfüllt die L. die Forderung nach Kohlenersparnis am vollkommensten? Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 15. Entgegnung von Reg.-Baumstr. F. Grüneisen auf die Ausführungen von Arch. Franz Hoffmann in der Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 149—152.

Dem Lehmbau ins Stammbuch. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 13, S. 115. 18 % Baukostenersparnis werden zugegeben, dafür wird die kürzere Lebensdauer (50 %) ins Feld geführt. Der Kohlenersparnis, auf die es doch ankommt, wird nicht gedacht.

Erfahrungen mit Lehmbauweisen bei den Neubauten des Hauptgestüts Altefeld. Regbfr. Huth in Schadeck bei Runkel a. d. Lahn schreibt hierüber im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 11, S. 69—71. Die Erfahrungen erstrecken sich hauptsächlich auf ungebrannte Lehmziegel. Als verfehlt hat es sich (begreiflicherweise!) erwiesen, Sturzbogen und sonstige Gewölbe aus Lehmsteinen herzustellen. ½ Stein starke Wände (ohne Fachwerk) bauchten nach dem Putzen derart aus, daß sie abgetragen werden mußten. Als gut bewährt sind Fachwerkswände und Wände mit Mischmauerwerk befunden worden. Kostenvergleiche.

Die Mantelbauweise. Kurze Besprechung dieser Lehmbauweisen-Abart in „Die Bauwelt" 1920, Nr. 7.

Hundertjährige Erfahrungen im Lehmbau. In sehr verdienstvoller Weise sind in der Bauwelt 1920, Heft 7, eine Anzahl älterer Schriften über die Lehmbauweise durchgearbeitet und daraus die wertvollsten Herstellungsvorschriften und Bauerfolge mitgeteilt. Es erscheint notwendig, den zahlreichen, von mehr oder weniger parteiischer Seite vorgebrachten Anfeindungen der Lehmbauweise, die sich auf die Fehlschläge in dem letzten Jahre beziehen und in der jüngsten Literatur sich verbreiten, einen nachdrücklichen Hinweis auf diese alten Erfahrungen entgegenzustellen.

Wasserbau.

a) Grund- und Uferbau.

Uferschutzbauten an Flüssen. Im Tiefbau Nr. 11—13 beschreibt an Hand von 21 Abb. Dr.-Ing. Karl Haller, Langenau-Ulm, eine Reihe verschiedener, zur Ausführung gelangter Uferschutzbauweisen.

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft.

— — — —

c) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

Heidelberg zur Frage der Kanalisation des Neckars. Nach D. B.-Ztg. 1920, Nr. 13, hat Heidelberg seinen Widerstand gegen den Plan aufgegeben. Idealistische Gesichtspunkte sind den jetzt gebieterischen praktischen gewichen. H. fordert als Ersatz einen Stichkanal Rheinau—Heidelberg.

Kanalisierung der Saale. Düsing bespricht im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 15, kurz die Schiffahrtsverhältnisse der Saale und die Planung zu deren Verbesserung unter Beifügung einer Übersichtskarte. Die Arbeiten reichen von knapp oberhalb Merseburg bis zur Elbe. Der Kostenanschlag nach Friedenspreisen schließt mit 37½ Mill. Mark ab.

Der Donau—Main-Kanal ein zweiter Suez-Kanal. Der Tiefbau 1920, Nr. 14, entnimmt der Zeitschrift Wasserkraft Mitteilungen, die besagen, daß die in Köln eingesetzte internationale Schiffahrtskommission sich stark mit dem Kanalplan und überhaupt den Wasserstraßen vom Schwarzen Meer bis an die Nordsee beschäftigt und so einen für die Verbandsländer wertvollen Handels- und Austauschweg schaffen wolle.

Kanalisierung der holl. Maas. Kurzer Auszug aus der Veröffentlichung im Z. d. Bauv. 1920 vom 7. I. in der Schweiz. B.-Ztg. vom 31. I. 1920.

Anlage und Ausbreitung des Hafens von Soerabaja. Holländ. in de Ingenieur 1920, Nr. 7. 11 Seiten. Vortrag vor der Versammlung des Kgl. Instituts der Ingenieure am 17. XII. 1919. Mit Abb. nebst Wiedergabe der anschließenden Aussprache.

Der Mittellandkanal. Im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 14, veröffentlicht Sympher eine Abhandlung über den Ostteil Hannover—Elbe des Mittellandkanals. Die nahezu ausgeschiedene Nordlinie wird kurz, eingehend werden die Mittel- und die Südlinie besprochen. 8 Seiten.

d) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Die Talsperre im Queis bei Goldentraum. Von Bachmann, Hirschberg. Knapper Bericht mit allen erforderlichen Angaben und 3 Abb. Die Sperrmauer steht unmittelbar oberhalb des Endes der Stauung der Sperre von Marklissa. Stauraum 12 000 000 cbm. Zweck: Gewinnung elektrischer Arbeit. Spitzendeckung. Der Bau wird von dem „Elektrizitätswerke der Provinz Schlesien" ausgeführt. Vornehmlich Eigenbetrieb. Arbeitslosenbeschäftigung, Hochwasserschutz. Zentralbl. d. Bauv. 1919, Nr. 13.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Tankkrane für die Aufräumungsarbeiten in Nordfrankreich. Génie civil vom 1. XI. 19 und — auszugsweise — Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 2, berichten über den Aufbau von Kranen (Greifern) auf entbehrlich gewordenen Tanks. Besonderer Vorteil: Zufahrtsmöglichkeit auch bei schlechtestem Gelände.

Tunnelbau unter Wasser. Baurat Hoech und Ing. A. Haag erörtern im Zentralbl. 1919, Nr. 104, S. 623, im Anschluß an die Haagsche Arbeit im Zentralbl. 1919, S. 57, erschienene Arbeit den oben genannten Stoff.

Straßenbau.

Die Gemeindestraße Schüpfheim—Flühli durch die Lammschlucht im Kanton Luzern. Von Kantonsing. J. G. Fellmann, Luzern. 7411 m lange Strecke, 119 m Höhengewinn. Besprochen wird die 1913—16 erbaute Strecke von Krutacher bis Klusboden. Die Straße weist die Besonderheiten der Gebirgsstraßen auf, Tunnel, Stützmauern und Brücken. Höchste Steigung 5,7 %, mittlere 2,15 %. Sehr wertvolle Normalien des Straßenquerschnittes, Lehrgerüstbilder und Einzelheiten. Schweizerische Bau-Ztg. v. 31. Jan. und 7. Febr. 1920.

Eisenbahnbau und -betrieb.

Vollendung der Eisenbahnverbindung Koeta—Radja—Medan auf Sumatra. Kurze Mitteilung von Ir. R. A. van Sandick in „de Ingenieur" 1920, Nr. 7.

Die Hakenschraubenhülse D. R. G. M. 711 644, beschrieben in Z. d. B. 1920, Nr. 14, betrifft einen sehr zweckentsprechenden Ersatz für Steinschrauben, der auch zur Befestigung von Schienen auf Mauern u. dgl. nützlich sein kann.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie -Schiffbau, Allgemeines über Eisenbeton.

Beton-Kamin — System Benzinger. Die Bauweise verwendet Hohlsteine, bewehrte Betonringe, durchgehende Längsbewehrung. Verjüngung durch Aufsätze. Der Ring besteht innen aus einem besonderen Beton, der feuerfeste Beimengungen enthält. Kosten angeblich 40 % der Kosten eines Schornsteines aus Radialstein-Mauerwerk. Obering. A. Fischer, Biebrich, in „Die Bauwelt" 1920, Nr. 7.

Eisenhochbau.

— — — —

Holzbau.

Eine hölzerne Riesenhalle für Flugzeuge. Kurze Beschreibung der von der Firma Tuchscherer ausgeführten und im Dezember 1919 vollendeten riesigen Wasserflugzeughalle in Warnemünde. 2 Abb. Binderspannweite 55 m, Länge der Halle 160 m, Höhe 31 m. Der Eindruck ist gewaltig, die äußere Form wohlgelungen. Das Schicksal der Halle in Zukunft ist unsicher, da wir auf das Recht, eine eigene Luftflotte zu besitzen, haben verzichten müssen. Die Bauwelt 1920, Nr. 7.

Hölzerne Sporthalle auf der Iba. Vier gute Abbildungen nebst einigen Textzeilen über diese Hetzer-Großkonstruktion in „Der Holzbau" Nr. 2, Beilage der D. B.-Ztg. 1920.

Wärmetechnische Betrachtungen über Kleinsiedlungsbauten. Von Dipl.-Ing. Serafinowicz, Berlin, in „Der Holzbau" Nr. 2, Beilage der D. B.-Ztg. 1920. U. a. werden ein Holz-Bohlenblockhaus und ein Holzfachwerkhaus einem Ziegelbau gegenübergestellt. Eine Tabelle läßt große Heizungsersparnisse bei den Holzbauweisen erkennen.

Städtischer Tiefbau.

— — — —

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung.

Tagung der technischen Hochschulen in Dresden. Ein kurzer, gut einführender Bericht über die Tagung der Studentenschaften in Dresden ist gegeben in der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 13.

Über technische Schiedsgerichte. Von Dipl.-Ing. Hans Schäfer in der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 15, im Anschluß an die Ausführungen von Stein in Nr. 5 daselbst. D. B.-Ztg. 1920, Nr. 13.

KURZE TECHNISCHE MITTEILUNGEN.

Einführung des Meter-Tonnen-Sekunden-Systems in Frankreich.

Durch ein Gesetz, das am 2. April 1919 Wirkung erlangt hat, werden die in Handel und Industrie gebräuchlichen Maßeinheiten neu geregelt. Um größere Einheiten zu erlangen, sind statt des cm das m, statt des gr (Masse) die t eingeführt worden.

10^8 Dyn wird als Krafteinheit angenommen und Sthene genannt (sn); es ist die Kraft, die der Masse von 1 t eine Beschleunigung von 1 m in der Sekunde erteilt. Für die Übergangszeit darf das kg noch als Krafteinheit gebraucht werden; es ist dann gleich 0,0098 sn oder 0,98 csn (Centisthene) zu setzen.

Als Arbeitseinheit gilt diejenige Arbeit, die die Kraft einer Sthene auf dem Wege eines m verrichtet. 10^7 dyncm = 1 Joule,

1 Sthenemeter ist 10^8 Dyn. $\times$ 10^2 cm = 10^{10} Dyncm = 10^3 Joule oder, wie die Franzosen sagen, ein Kilojoule (kJ) (1 kgm = rd 9,8 J.).

Damit ist ein bequemer Zusammenhang mit dem Kilowatt = 1 Kilojoule/Sekunde hergestellt. 1 Kilowattstunde ist 60 × 60 Kilowattsekunden oder 3600 Kilojoule (kJ).

Die Einheit des Flächendruckes ist die Kraft einer Sthene, bezogen auf 1 qm; sie heißt Pièze (pz). Wenn 1 kg = 0,0098 Sthene ist, so ist 1 kg/qcm = 0,0098/0,0001 = 98 Pièze.

Die Wärmeeinheiten sind ebenfalls auf dem M.-T.-S.-System aufgebaut.

Der rechte Winkel wird nach der neuen Verordnung in 100 statt in 90 Teile geteilt. $^1/_{90}$ R = 1 degré, $^1/_{100}$ R = 1 grade. Statt Minuten und Sekunden werden Centigrade und Milligrade eingeführt. 1 Milligrade $= \frac{90 \cdot 60 \cdot 60}{100 \cdot 1000} = 3{,}24''$. Kze.

Sandtöpfe.

Sandtöpfe sind seit dem Bau der Austerlitzbrücke in Paris im Jahre 1854 ein oft gebrauchtes Hilfsmittel zum Absenken schwerer Lasten. Winkler hat auch eine Formel für die Zahl und Größe der Sandtöpfe in einem Lehrgerüst gegeben, doch berücksichtigt sie merkwürdigerweise in der im Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Bd. II, I, S. 295 (III. Aufl. 1899) mitgeteilten Form nicht die Belastung.

Beim Bau des Trockendocks für die Marine der Vereinigten Staaten im Pugetsund hat der bauleitende Ingenieuroffizier G. W. Plaisted einige Versuche über das Verhalten von Sandtöpfen gemacht und darüber im Eng. News Rec. vom 13. und 20. 11. 1919 berichtet. Der benutzte Sandtopf hatte 203 mm Durchmesser und einen hölzernen Stempel von 190 mm Durchmesser. Die Höhe der Sandschicht war etwa 175 mm. Der benutzte Sand ist als Quarz-Gießereisand bezeichnet und nicht näher beschrieben. Es ergab sich

bei einer Belastung in kg	Flächenpressung in kg/qcm	die Zusammendrückung des Sandes durch die Last in mm	die Senkgeschwindigkeit in mm/Min
4 600	14	6	19
9 200	28	8	19
13 700	42	11	19
16 000	49	11	19
18 300	56	13	22
20 700	63	14	22
22 900	70	16	22
27 500	84	16	22
36 900	112	18	22
45 800	140	19	25

Der Sandtopf hatte 4 Öffnungen von 16 mm Durchmesser. Die weiteren theoretischen — zudem nicht einwandfreien — Überlegungen in der angeführten Quelle bieten kein Interesse. M.

Die Verwendung von Granitschotter zu Beton für stark erhitzte Bauten.

Die Franzosen beachten die Ergebnisse der Brandversuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton und warnen vor der Verwendung von Granit für Betonhochbauten, weil die bekannten Explosionen vornehmlich auf den verwendeten Granit zurückzuführen seien. In Deutschland hat sich die Auffassung dahin gebildet, daß es sich bei dem Beobachtungsfalle um das Zusammentreffen besonders ungünstiger Umstände gehandelt hat, denn bei Wiederholung der Versuche mit Granitbeton ist kein Ausspringen mehr zu beobachten gewesen. Vor allem ist eine zu porenfreie und zementreiche Oberfläche schädlich, da sie das Austreten von Wasserdämpfen verhindert. Die sehr beachtenswerten Beobachtungen an dünnen Betonwänden in einem westdeutschen Hüttenwerke, wo glatt verriebene Oberflächen vorlagen und bei starker Erhitzung unausgesetzt Sprengungen eingetreten sind, erhärten die Auffassung, daß vor allem die Beschaffenheit der Oberfläche von Wichtigkeit ist. Zum mindesten muß bei sehr naß angemachtem Beton oder wenn Steine mit viel Wassergehalt als Zuschlag verwendet worden sind, für eine undichte Oberfläche gesorgt werden. Kze.

Deutscher Asbest.

Man hat in den Zeiten vor dem Kriege die Vorkommen von Asbest in Deutschland kaum gekannt und infolgedessen auch so gut wie gar nicht ausgebeutet, sondern sich bei dem nicht unbedeutenden Bedarf an Asbest in der Hauptsache auf die Einfuhr aus dem Auslande verlassen. Die Hauptmengen kamen aus Kanada, dessen Jahreserzeugung auf 100 000 t geschätzt wird; dann folgt Rußland (Sibirien) mit etwa 15—20 000 t. Als sonstige Ausfuhrländer kamen die Vereinigten Staaten, und zwar die Staaten Georgia, Massachusetts, Connecticut, Virginia, Ontario, außerdem China, und von Afrika die Gegend vom Orangefluß (Südafrika) in Frage. Aus dem letztgenannten Gebiete kommt ein Asbest, der von der sonstigen weißen, seidig glänzenden oder grauen Farbe des Asbestes durch eine bläuliche Färbung, bedingt durch ziemlich hohen Eisenoxydgehalt (etwa 38%) absticht, der indes nur verhältnismäßig wenig nach Deutschland gelangt ist. Die ganze Förderung betrug im Jahre 1915 etwa 2000 t nach Angabe der Z. V. d. Ing. 1918, S. 227. Bei Temperaturen bis zu 1000°, die andere Asbeste bequem ertragen, zerfällt afrikanischer Asbest in rotes Pulver. Gegenüber diesem Nachteile hat er den Vorteil der Unempfindlichkeit gegen Säuren. Ungünstige Beförderungsverhältnisse haben zu der geringen Ausfuhr beigetragen. Von den uns nahegelegenen Asbestfunden seien die von Oberitalien (Veltlin), von Sterzing, Zillerthal und dem St. Gotthard in Tirol, von Mantern in Steiermark, und im Gouvernement Perm bei Newjansk, genannt. Während des Krieges wurden neue Asbestwerke in Australien, Brasilien und in Japan errichtet. Außerdem fand man in Bulgarien, im Schipkabalkan und bei Küstendil Asbest, der allerdings infolge starker Verwitterung einen nur wenig brauchbaren Stoff ergab. Auch der in der Türkei und in Bosnien entdeckte und erschlossene Asbest konnte keine große Bedeutung gewinnen, da er für die Verarbeitung teils zu jung, teils zu fein war. Ebenso sind die 1917 in der Schweiz erschlossenen Asbestfunde ohne wirtschaftliche Bedeutung geblieben. In Deutschland ist als ältest bekannter Fundort Zöblitz i. Erzgeb. zu nennen. Während des Krieges wurden Asbestfunde in Thüringen und im Reußer Oberland am sog. Kacholdberg von Lettinghammer bis Heberndorf erschlossen. Diese Fundstellen waren zwar den deutschen Mineralogen auch schon früher bekannt, infolge der verhältnismäßig günstigen Einfuhrgelegenheit hatte man aber die Ausbeute nie in ernste Erwägung gezogen. Die Not des Krieges mit der Absperrung vom Auslande zwang uns, unsere Bodenschätze nach Möglichkeit auszunützen, und so hat auch in dieser Hinsicht der Krieg auf Deutschlands Technik vorteilhaft eingewirkt. Wenn auch bei dem verhältnismäßig hohen Bedarf an Asbest in Deutschland bisher die deutschen Quellen nicht annähernd genügen können, so trägt doch die Gewinnung deutschen Asbestes dazu bei, die Summen, welche wir für Einfuhr von Rohstoffen nach dem Ausland abführen, zu ermäßigen und somit das deutsche Volksvermögen zu stärken. Unsere Einfuhr an Asbest betrug vor dem Kriege rund 15 000 t im Jahre. Die Gewinnung deutschen Asbestes dürfte bisher etwa ein Achtel dieser Menge kaum überschreiten. Außer an den angegebenen deutschen Fundstellen hat man Asbest in der Nähe von Reichenbach i. Vgtl. gewonnen und als Streckungsmittel für Thüringer Asbest verwendet. Auch in der Nähe von Bad Steben (Krötenmühle), von Wunsiedel, Hof und München sind Asbestvorkommen angebohrt; wegen der geringen Mächtigkeit lohnte sich der Abbau bisher nicht.

Im Handel konnte man zuweilen auf die Unsitte stoßen, Ersatzstoffe für Asbest als sog. „Deutschen Asbest" bezeichnet zu finden. Im offenen Handel dürfte diese betrügerische Bezeichnung, die zweifellos der unlautere Schleichhandel ersonnen hat, inzwischen verschwunden sein. Als Ersatzstoffe sind verschiedene Stoffe angewendet worden, von denen die besten Erfolge mit guter Schlackenwolle erzielt sein dürften. Man war früher der irrigen Ansicht, Schlackenwolle würde bei Verwendung als Asbestersatz in Verbindung mit Zement fäulniserregend wirken und somit eine chemische Zersetzung verursachen. Die Schlackenwolle, welche als Streckungsmittel bis zu 50 vH dem Asbest zugesetzt wird, ist verhältnismäßig billig zu erzeugen. Sie wird als Nebenerzeugnis bei der Eisenindustrie durch Einblasen von Dampf in flüssige Schlacke gewonnen. Um für Asbest als Streckungsmittel verwendet werden zu können, muß sie gut gereinigt sein, darf keine Verunreinigungen und vor allen Dingen keine sandigen Bestandteile enthalten. Es bilden sich nämlich bei der Entstehung sehr viel kleine und mittlere Kügelchen (Schlackentröpfchen), welche die Eigenschaft des faserigen Gefüges des Asbestes und der Schlackenwolle beeinträchtigen. Glühverlust darf natürlich Schlackenwolle nicht aufweisen, sie muß also frei von verdampffähigen Stoffen, hauptsächlich von Wasser sein. Ähnlich der Schlackenwolle verhält sich die sog. Glaswolle, Glasgespinste, welche die Sprödigkeit des Glases fast ganz verloren haben. Mit Rücksicht auf den tiefer liegenden Schmelzpunkt ist ihre Verwendung aber immerhin begrenzt. Auch Kieselgur und ebenso Magnesia hat man als Füllstoffe versucht, ohne allerdings bleibenden Erfolg zu erzielen, da bei höheren Temperaturen diese Stoffe beeinträchtigt werden. Zur Streckung der Asbestfaser für Spinnzwecke wurden während des Krieges auch Seide, Baumwolle, Bastkardenabfälle, Tierhaare, Pflanzenwolle genommen, solange solche zu beziehen waren. Teilweise wurden sie mit 10-prozentiger Chlormagnesiumlauge getränkt, um die Entflammbarkeit herabzusetzen. Die Verwendung von Pflanzenwolle, die bei verhältnismäßig geringer Temperatur verkohlt, und von Bastkardenabfällen, die zu strohig sind, hat sich nicht bewährt.

Der deutsche Asbest ist in der Verarbeitungsweise dem kanadischen nicht gleichzustellen. Während der letztere langfaserig ist und sich infolgedessen gut verspinnen läßt, kennzeichnet sich der Thüringer Asbest durch viel kurze Fasern, die nicht versponnen werden können. Er wird daher in der Hauptsache auf glatte und gewellte Asbestpappen verarbeitet. Bei den kanadischen Asbestfunden, von denen etwa 50 im Abbau begriffen sind, und auch bei den russischen Asbestvorkommen findet sich der Asbest im Gestein, hauptsächlich im Serpentingestein in Form eingeschlossener Adern. Das Gestein wird im Tagebau gebrochen und kommt bei der kanadischen Aufarbeitung zur Mühle in Zerkleinerungsmaschinen, die bis auf Sandgröße zerkleinern, wobei der Asbest vom Gestein sich losslöst und durch Luftsauger abgesaugt wird. Bei den russischen Gruben, bei denen die Asbstfasern in wesentlich weicherem Muttergestein lagern, werden

die Fasern von Hand herausgeklaubt und teils auf der Mühle, teils auf dem Kollergang weiter aufbereitet.

Der deutsche Asbest kommt in der Hauptsache als Asbesterde in Vermengung mit Ockerfarbe und Verunreinigungen von Lehm, Erde, Sand und Kieseln vor. Die Gewinnung ist infolgedessen schwieriger. Man gräbt nach Beseitigung des Abraumes die nesterhaltige Erde und trennt die Asbestfasern von den Beimengungen mit Hilfe von Trommeln und Siebmaschinen. Wie bereits erwähnt, ist deutsche Asbestfaser nicht spinnbar und wird daher in der Hauptsache zu Pappen und Wellpappen verarbeitet. In der Praxis haben sich die Erzeugnisse aus deutschem Asbest sehr gut bewährt. Das Hauptverwendungsgebiet von Asbest erstreckt sich auf das Isolierfach auf Packungs- und Dichtungsmittel. Die chemische Industrie gebraucht Asbest für Filtertücher in der Schwefel- und Salzsäureerzeugung. Als Feuerschutz werden Asbestpappen und Bekleidungsstücke aus versponnenem Asbest benötigt. Bei der Herstellung fugenloser Steinholzfußböden dient Asbestfaser als bewährter Zusatz.

Die Elektrotechnik bedient sich der Asbesterzeugnisse in Rollenform von 1 m Breite und Stärken von 0,2—0,5 mm sowie in Plattenform und Schnürenformen zu Isolierzwecken. Recht bedeutend hat sich während des Krieges die Asbestschiefererzeugung ausgedehnt, während vor dem Kriege dieses mustergültige Bedachungs- und Wandverkleidungsmittel sich nur schwer in Deutschland einbürgern konnte. Die Kriegsverhältnisse brachten einen sehr großen Bedarf an Asbestzementplatten für Luftschiff- und Flugzeughallen, Munitionskammern, Krankenbaracken und ähnliche Zwecke mit sich. Die Erzeugung wurde auf etwa 1 Million qm im Monat gesteigert. Außer dem Verfahren des österreichischen Erfinders des Zementasbestschiefers, dem Vater dieser Industrie Hatscheck, haben wir in Deutschland etwa 18 verschiedene Verfahren, von denen die bekanntesten die von Österheld-Eichriede, Ahrens-Halle und von Komnik-Elbing sind.

Probst, Ber. Ing. B. D. C.-I.

Die Baustoffrage in Frankreich.

Auch in Frankreich herrscht eine sehr beträchtliche Notlage auf dem Wohnungsbaumarkte. Nach der Zeitschrift „La Construction moderne" vom 16. 11. 1919 hat der Abgeordnete M. Brunet im Abgeordnetenhause am 19. 12. 1918 die Zahl der zerstörten möblierten Räume zu 250 000 angegeben. Am knappsten ist das Holz. Große Bestände sind durch die Feuerwirkung und die Truppen im Kampfgebiete zerstört und die binnenländischen Wälder sind während des Krieges sehr stark in Anspruch genommen worden. Schon macht sich die Grenze der Ausbeutungsfähigkeit fühlbar. Man will aber auch möglichst nicht im Ausland Holz kaufen und das Geld dorthin abwandern lassen. Aus den Kolonien hat sich ein regelrechter Bezug noch nicht herausgebildet.

Ähnlich liegt es beim Eisen. Hier verlangen die zerstörten Großkonstruktionen und die unaufschiebbaren Großneubauten zuerst Berücksichtigung. Die kleineren Bauten müssen sich mit Ersatz behelfen.

Die Mauerziegel sind knapp, weil die Zahl der gelernten Arbeiter nicht ausreicht, weil die Gruben von Lehm und Sand nicht genügend aufgeschlossen sind, und weil es an Brennmöglichkeit fehlt. Man hat daher auch in Frankreich schon das Verwenden ungebrannter Ziegel erwogen. Für Bedachungszwecke greift man zu Schiefer, Faserzement (Fibro-ciment), Eternit u. a.

In der oben erwähnten Zeitschrift werden dann eine ganze Reihe verfügbarer, dauerhafter und wirtschaftlicher Baustoffe behandelt.

Der Stampfbau ist seit alter Zeit bewährt, er erfordert eigentlich keine anderen Ausgaben als die für die Stampfarbeit. Bei 12 Fr. Tagelohn und 8-stündiger Arbeitszeit kommt ein lfd. m Mauer auf 2 Fr. zu stehen, wenn 0,5 m Mauerstärke angenommen wird. Für Wohnhäuser wird eine steinerne Sockelmauer für erforderlich erklärt. Wenn man dem Lehm etwas Kalkmilch oder gar Mörtel zusetzt, erhöht sich die Festigkeit des Stampfbaues erheblich. Für trockenes Gelände wird empfohlen:

207 Teile frischer Lehm,
64 Teile Sand und Kies,
9 Teile Kalk.

Für noch besser wird die Vermauerung fertiger, gepreßter Lehmblöcke in Kalkmörtel gehalten. Wegen der größeren Festigkeit der Blöcke könne man statt 50—60 nur 34—40 cm Wandstärke anwenden. Es wird bedauert, daß man die Arbeitskraft der Kriegsgefangenen nicht zur Errichtung von Lehmbauten verwendet habe.

Weiter empfiehlt man auch in Frankreich Schlackenbeton. Auch gewöhnliche Betonhohlsteine in ähnlichen wie den bei uns vorgeschlagenen Formen werden empfohlen. Kze.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

VEREINSNACHRICHTEN.

Tagesordnung für die 23. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 5., 6. und 7. Mai 1920, vormittags 9½ Uhr im Gartensaal des Zoologischen Gartens, Berlin.

Am 5. Mai 1920, vormittags 9½ Uhr.

Innere Angelegenheiten des Vereins. Nur für Mitglieder.

Am 5. Mai 1920, nachmittags 2½ Uhr.

Allgemeines, Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art. Für Mitglieder und Gäste.

1. Jahresbericht des Vorstandes (Allg. Teil). (Berichterstatter Herr Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel [Siegkreis]).
2. Bericht über die Mitwirkung des Deutschen Beton-Vereins im Deutschen Ausschuß für Eisenbeton. (Berichterstatter Herr Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel [Siegkreis]).
3. Vortrag des Herrn Oberingenieur Dipl.-Ing. Naumann der Firma Windschild b. Langelott, Dresden über:
   „Wasserturm aus Eisenbeton für die Bayerischen Stickstoffwerke, Reichswerke in Piesteritz bei Wittenberg, enthaltend 2 Wasserbehälter von 2000 cbm und 200 cbm Inhalt." (Mit Lichtbildern.)
4. Vortrag des Herrn Professors Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt über:
   „Der Bau von Eisenbahnwagen aus Eisenbeton." (Mit Lichtbildern.)

Am 6. Mai 1920, vormittags 9½ Uhr.

5. Vortrag des Herrn Professors Dr. Ing. E. Probst, Karlsruhe über:
   „Neue Methoden bei der Untersuchung von Beton und Eisenbeton". „Arbeiten der neu errichteten bautechnischen Versuchsanstalt Karlsruhe". (Mit Lichtbildern und kinematographischen Aufnahmen.)
6. Vortrag des Herrn Regierungsbaumeisters Tecklenburg, Gera-Reuß über:
   „Eisenbahn-Kriegsbauten im Westen". (Mit Lichtbildern.)
7. Vortrag des Herrn Oberingenieur Dipl.-Ing. Schleusner der Firma Carl Brandt, Düsseldorf über:
   „Fortschritte in der Lösung des Torsionsproblems in den letzten Jahren". (Mit Lichtbildern.)
8. Vortrag des Herrn Dr.-Ing. Paul Müller der Firma Heinrich Butzer, Dortmund über:
   „Der Eisenbeton bei einigen Bauten größten Umfanges, ausgeführt in den Jahren 1917 bis 1919 von Heinrich Butzer, Tiefbau-Betonbau, Dortmund. (Mit Lichtbildern.)

Am 7. Mai 1920, vormittags 9½ Uhr.

9. Vortrag der Herren Dipl.-Ing. Luft, Vorstandsmitglied der Dyckerhoff & Widmann A.-G. und Dipl.-Ing. Rüth, Privatdozent an der Techn. Hochschule Darmstadt und beratender Ingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich über:
   „Eisenbetonschwimmkörper und ihre Verwendung bei Hafenbauten, Luftdruckgründungen von Strompfeilern und im Schiffbau". (Mit Lichtbildern.)
10. Vortrag des Herrn Oberingenieur Dipl.-Ing. Escher der Firma Gebr. Rank, München über:
    „Neuere Kohlenlagerhäuser in Eisenbeton". (Mit Lichtbildern.)
11. Vortrag des Herrn Direktors Arns der Vereinigten Steinwerke Kupferdreh G. m. b. H., Kupferdreh über:
    „Neuere Ausführungen in Betonwerkstein". (Mit Lichtbildern.)

12. Vortrag des Herrn Bauinspektors Meisenhelder der Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. d. Haardt über:
„Verschiedene hervorragende, während des Krieges ausgeführte Eisenbetonbauten". (Mit Lichtbildern.)

13. Vortrag des Herrn Baumeisters Heinrich Sielken, Abteilungsvorstand der Firma Paul Kossel & Co., Bremen über:
„Bemerkenswerte Bauausführungen mit Einschluß der Kleinwohnungsbauten". (Mit Lichtbildern.)

14. Mitteilungen über bemerkenswerte Bauausführungen und neue Eisenbetonerzeugnisse.

15. Besprechung von Versammlungsteilnehmern etwa gestellter Fragen.

Donnerstag, den 6. Mai 1920, $5^1/_2$ Uhr nachmittags, findet ein gemeinschaftliches Essen mit Damen im Zoologischen Garten statt. Anmeldungen dazu werden von der Geschäftsstelle des Deutschen Beton-Vereins in Obercassel (Siegkreis) entgegengenommen.

Die Gebührenordnung der Architekten und Ingenieure

sind, nachdem sie seit dem Jahre 1901 unverändert bestanden haben, und nur während des Krieges durch die Teuerungszuschläge den veränderten Verhältnissen etwas angepaßt worden waren, soeben in neuer Fassung erschienen, und zwar in 2 besonderen Teilen getrennt nach den Fachrichtungen für Architekten und für Ingenieure (Bau-, Maschinen- und Elektroingenieure).

Ein weiterer Abschnitt behandelt behandelt die Gebühren für Sachverständige usw., bezüglich deren die alte G. O. Anlaß zu vielen Streitigkeiten gegeben hat, namentlich wenn es auf gerichtliche Entscheidungen ankam, sowie die Berechnung von Leistungen nach der Zeit. Die Stundensätze sind angemessen von 5 auf 12 M. erhöht, und es ist die Bestimmung getroffen, daß bei Leistungen außerhalb des Wohnsitzes Reise- und Wartezeiten wie Arbeitszeit zu vergüten sind, falls sie als der sonstigen Arbeitszeit entzogen anzusehen sind. Es werden durch diese Bestimmung manche Streitigkeiten in Zukunft vermieden werden. Gleichartig behandelt sind auch die Abschnitte über Nebenkosten und Zahlungen. Unter die Nebenkosten gehören auch die Kosten für Reised. Die hier zu gewährende Aufwandsentschädigung ist von 30 M. für den Tag auf 40 M. für den Tag ohne Übernachten und 60 M. mit Übernachten erhöht.

Die G. O. für Ingenieure behält die Bauklassenteilung bei, die jedoch von 4 auf 3 herabgesetzt und in sich zum Teil etwas anders gruppiert sind. Bei der Gliederung der Arbeit des Ingenieurs nach Teilleistungen ist jetzt ein Unterschied gemacht zwischen Leistungen auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens und bei maschinellen bzw. elektrischen Anlagen, da hier die Anforderungen verschiedenartige sind. Die Gebührentafel für die Berechnung der Leistung nach Prozenten der Herstellungssumme ist durchweg etwas erhöht und außerdem auch auf höhere Bausummen (bis 10 Mill. M.) ausgerechnet. Beibehalten ist ferner daneben die Berechnung nach der Länge der Linie (für Deiche, Straßen, Eisenbahnen, Kanäle, Flußregelungen), die jetzt jedoch nur noch für die Vorarbeiten, und zwar mit erhöhten Sätzen, gelten soll, wobei für Längen unter 5 km ein Mehrfaches der Gebühr berechnet werden darf, da sonst die kleinen Aufgaben zu schlecht fortkommen.

Die Ausführungsarbeiten, vor allem die Bauoberleitung, sind auch hier nach Prozenten der Herstellungssumme zu bewerten. Infolgedessen mußten diese Arbeiten auch in die Bauklassenteilung eingereiht werden.

Alles in allem bedeutet die Neugestaltung der G. O. eine zeitgemäße Erhöhung der Gebühr, eine Klarstellung bisher umstrittener Fragen, eine übersichtlichere Gliederung des Stoffes. Die G. O. dürfte in dieser neuen Fassung auch dem Bauherrn verständlicher sein als bisher. Es darf daher erhofft werden, daß sie in weitesten Kreisen, vor allem auch bei den Gerichten Anerkennung finden wird.

Aus dem Betriebsrätegesetz.

Stadtrat a. D. Dr. Paul Koehler, Leipzig.

Wohl kein seit dem großen Umsturz im November 1918 geschaffenes Gesetz hat so viel Staub aufgewirbelt, bereits vor seinem Erscheinen die Gemüter so bewegt und erregt, wie das Betriebsrätegesetz.

Und wichtig genug ist dieses Gesetz ja auch in der Tat, wichtig jedenfalls für alle diejenigen, die zu den Arbeitnehmern und -gebern gehören. Es ist daher wohl am Platze, in einem kurzen Überblick wenigstens diejenigen Bestimmungen des Gesetzes hervorzuheben, die zunächst und in erster Linie zu beachten sind.

Das vom 4. Februar 1920 datierte Gesetz ist am 9. Februar im Reichsgesetzblatt erschienen, und da es mit der Verkündigung in Kraft getreten ist, seit diesem Tage in Geltung.

Die ersten einleitenden Maßnahmen für die Wahl der Betriebsräte usw. sind spätestens sechs Wochen nach dem Inkrafttreten, also am 22. März 1920 zu treffen. Die Arbeitgeber werden sich diesen Tag einprägen müssen, da sie bei Betrieben von weniger als 20 aber mindestens 5 wahlberechtigten (d. h. 18 Jahre alten im Besitze der bürgerlichen Ehrenrechte befindlichen männlichen und weiblichen) Arbeitnehmern, von denen wenigstens 3 wählbar sind (d. h. mindestens 24 Jahre alte Reichsdeutsche, die nicht mehr ausgebildet werden und in der Regel 6 Monate dem Betriebe und 3 Jahre dem Gewerbezweig angehören), die erste Wahl eines Betriebsobmanns vorzubereiten, und zwar den dienstältesten wahlberechtigten Arbeitnehmer zum Wahlleiter zu bestellen haben.

Wenn in dem Betriebe aber mindestens 20 Arbeitnehmer beschäftigt sind (die übrigens nicht alle wahlberechtigt zu sein brauchen), dann ist ein Betriebsrat zu errichten; außerdem ein Arbeiter- und Angestelltenrat, wenn in den Betriebsräten Arbeiter und Angestellte vertreten sind, auch ist wohl das Vorhandensein von 20 Arbeitern und 20 Angestellten Voraussetzung.

Bei der ersten Wahl, die wiederum spätestens am 22. März d. J. einzuleiten ist, hat der Arbeiterausschuß und bezw. der Angestelltenausschuß einen aus 3 wahlberechtigten Arbeitnehmern bestehenden Wahlvorstand und einen davon zum Vorsitzenden zu wählen. Tut er dies aber nicht, so hat der Arbeitgeber diese 3 Dienstältesten, darunter Arbeiter und Angestellte als Wahlvorstand zu bestellen, und der Wahlvorstand bestimmt dann seinen Vorsitzenden selbst.

Der Betriebsrat hat 3 Mitglieder in Betrieben von 20— 49 Arbeitnehmern, 5 Mitglieder bei 50 bis 99 Arbeitnehmern, 6 bei 100—199, dann je 1 Mitglied mehr bei je 200 Arbeitnehmern mehr bis 999 und bei je 500 Arbeitnehmern mehr bis 5999 und bei je 1000 mehr von 6000 Arbeitnehmern an, höchstens aber 30 Mitglieder. Damit die Gruppen der Arbeiter und Angestellten entsprechend im Betriebsrat vertreten sind, schützen besondere Bestimmungen die Rechte der Minderheit. Hierauf, ebenso wie auf die Bildung der Arbeiter- und Angestelltenräte aus den Arbeiter- und Angestelltenmitgliedern des Betriebsrats zuzüglich den Ergänzungsmitgliedern kann hier nicht eingegangen, jedoch soll hervorgehoben werden, daß der Betriebsrat, wenn er mehr als 9 Mitglieder zählt, aus seiner Mitte einen Betriebsausschuß von 5 Mitgliedern wählt.

Was nun die Zuständigkeit des Betriebsrats sowie der Arbeiter- und Angestelltenräte anbelangt, so geht man wohl am besten davon aus, daß durch das Betriebsrätegesetz die Verordnung über Tarifverträge, Arbeiter- und Angestelltenausschüsse und Schlichtung von Arbeitsstreitigkeiten vom 23. Dezember 1918 in ihrem zweiten von den Arbeiter- und Angestelltenausschüssen handelnden Abschnitt völlig aufgehoben wird und daß auch sonst an Stelle der Arbeiter- und Angestelltenausschüsse die Betriebsräte und die Arbeiter- und Angestelltenräte, bei Betrieben mit weniger als 20 Arbeitnehmern aber die Betriebsobleute treten. Insbesondere sollen die Arbeiter- und Angestelltenräte die wirtschaftlichen Interessen der Arbeitnehmer dem Arbeitgeber gegenüber vertreten, z. B. die Einhaltung der Tarifverträge überwachen, wo aber kein Tarif besteht, bei Regelung der Löhne und sonstigen Arbeitsverhältnisse mitwirken, die Arbeitsordnung mit dem Arbeitgeber vereinbaren usw. — Hierbei sei übrigens darauf hingewiesen, daß nach ausdrücklicher Bestimmung des Betriebsrätegesetzes in allen Betrieben, in denen die jetzt geltende Arbeitsordnung vor dem 1. Januar 1919 erlassen worden ist, binnen 3 Monaten, d. h. nach dem am Eingang bemerkten, bis zum 9. Mai 1920 eine neue Arbeitsordnung zu erlassen ist, die übrigens binnen 3 Tagen nach dem Erlaß in zwei Ausfertigungen der unteren Verwaltungsbehörde einzureichen ist.

Außerdem haben die Arbeiter- und Angestelltenräte besonders bei der Einstellung der Arbeitnehmer ihrer Gruppe mitzuwirken und deshalb mit dem Arbeitgeber Richtlinien zu vereinbaren. Desgleichen haben sie bei der Entlassung mitzuwirken. Die Einzelheiten können freilich im Rahmen dieses kurzen allgemeinen Artikels nicht gut wiedergegeben werden.

Dagegen sollen die Betriebsräte bei den allgemeinen wirtschaftlichen Fragen des Betriebs mitwirken. Allerdings erschöpfen sich diese ihre Befugnisse im wesentlichen in der Beratung; selbständige Anordnungen zu treffen, steht ihnen nicht zu. Wichtige Aufgaben aber sind es, wenn der Betriebsrat den Betrieb vor Erschütterungen bewahren, insbesondere bei Streitigkeiten im Betriebe vermittelnd eingreifen und eventuell den Schlichtungsausschuß oder eine andere Einigungsstelle anrufen soll, wenn er ferner bei Betrieben mit wirtschaftlichen Zwecken mit der Betriebsleitung für möglichste Wirtschaftlichkeit der Betriebsleistungen sorgen und an der Einführung neuer Arbeitsmethoden mitarbeiten soll. Hierbei ist darauf zu achten, daß in Betrieben mit politischen, gewerkschaftlichen, militärischen, konfessionellen, wissenschaftlichen, künstlerischen und ähnlichen Bestrebungen dies letztere nicht gilt, soweit die Eigenart dieser Betriebe es bedingt (so wird sich z. B. bei einem Zeitungsunternehmen der

Betriebsrat auf die Mitarbeit in wirtschaftlichen und technischen Fragen beschränken müssen), und dies gilt auch für das nachstehend unter a und c Aufgeführte.

Neben den verschiedenen den Betriebsräten sonst noch zustehenden Befugnissen, z. B. gemeinsame Dienstvorschriften für die Arbeitnehmer mit dem Arbeitgeber zu vereinbaren, über Beschwerden der Arbeiter- und Angestelltenräte mit dem Arbeitgeber zu verhandeln, wie diese Räte Unfall- und Gesundheitsgefahren im Betriebe zu bekämpfen usw., muß hier jedenfalls dasjenige hervorgehoben werden, was wohl am meisten Beunruhigung in den Kreisen der Arbeitgeber erregt hat, nämlich a) das Recht des Betriebsrates, 1 oder 2 Mitglieder in den Aufsichtsrat der Handelsgesellschaften zu entsenden — allerdings soll hierüber noch ein besonderes Gesetz ergehen —; b) das Recht vom Arbeitgeber zu verlangen, daß er dem Betriebsausschusse (siehe oben) oder wo ein solcher nicht besteht, dem Betriebsrate selbst, soweit dadurch keine Betriebs- oder Geschäftsgeheimnisse gefährdet werden und gesetzliche Bestimmungen nicht entgegenstehen, über alle den Dienstvertrag un ddie Tätigkeit der Arbeitnehmer berührende Betriebsvorgänge Aufschluß gibt und die Lohnbücher und die Unterlagen für Tarifverträge vorlegt, auch vierteljährlich über die Lage des Unternehmens, Betriebsleistungen und zu erwartenden Arbeitsbedarf Aufschluß gibt.

Neues Hinaufschnellen der Zementhöchstpreise.

Die Preisbewegung für Zement steht ohne Beispiel da. Von Monat zu Monat ergeben sich jetzt starke Preissteigerungen. In ganz riesigem Umfange wurde eine solche von neuem ab 1. März d. J. vorgenommen. Nachdem erst ab 1. Februar d. J. der Preis um 510 M pro 10 t hinaufgesetzt worden war, ist jetzt eine neue Erhöhung um nicht weniger als 1625 M. in Kraft gesetzt worden. Damit hat jetzt der, Zementpreis, wie sich aus der nachstehenden Tabelle ergibt, eine ungeheuerliche Höhe erreicht; er beträgt das Zehnfache des früheren Friedenspreises. Bemerkt sei dazu, daß der Preis sich bei Ausbruch des Krieges auf 350 M. gestellt hatte, am 1. Januar 1917, als die Regierung durch den Reichskommissar für Zement einsetzte, erst 430 M.

Preiserhöhung (pro 10 t ab Werk).

	Südd. Zem. Verb.		Norddeutscher		Rhein.-Westfälischer	
	Staat	Privat	Staat	Privat	Staat	Privat
1./1. 1917	90	90	90	90	90	90
1./7. 1917	180	180	180	186	170	175
1./10. 1917	85	85	85	85	85	85
1./10. 1918	70	70	70	70	70	70
1./4. 1919	150	150	150	150	150	150
1./5. 1919	150	150	150	150	150	150
1./8. 1919	430	430	430	430	430	450
1./10. 1919	68	68	68	68	68	68
1./12. 1919	59	59	59	59	59	59
1./1. 1920	122	122	122	122	122	122
1./2. 1920	510	510	510	510	510	540
1./3. 1920	1625	1625	1625	1625	1625	1625
Jetzt-Preis	3855	3925	3855	3925	3830 (Frkftr. Ztg.)	3900

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Die Beeinflussung von Bauverträgen durch die Revolution.

Das in Heft 2 erwähnte Urteil des Oberlandesgericht Hamburg und ein Urteil des Oberlandesgerichts Stuttgart vom 6. 3. 1919 bilden bis jetzt die einzigen bekannt gewordenen Entscheidungen über den Einfluß der Revolution auf laufende Verträge. Stuttgart hat das Freiwerden von der Leistung verneint, Hamburg hat das Freiwerden bejaht. Das Hamburger Urteil war mit Revision angefochten, was im Interesse einer Aufklärung durch den höchsten Gerichtshof gelegen hätte. Die Parteien haben sich aber dann durch Vergleich geeinigt, so daß die Frage noch nicht von der höchsten Instanz entschieden ist. Sch.

Haftung der Stadtgemeinde für die durch Abwässer des von ihr betriebenen Gaswerks verursachte Verunreinigung eines Flusses.

(Nachdruck verboten.) Die beklagte Stadtgemeinde betreibt ein Gaswerk, von welchem die Abflußkanäle in einen Kanal einmünden, der zu einem Flusse führt, in dem die Kläger Forellenzucht betreiben. Infolge Überlaufens eines Teeröltanks war Teeröl in die Abflußkanäle und weiterhin auch in den Fluß geraten, und infolgedessen hatte dort ein großes Firchsterben stattgefunden. Die Kläger, welche von der Stadtgemeinde die Fischerei in dem Flusse gepachtet haben, nahmen die Stadtgemeinde auf Ersatz des ihnen durch das Fischsterben verursachten Schadens in Anspruch, indem sie sich auf § 823 Abs. 2 BGB sowie auf § 43 des Preuß. Fischereiges. vom 30. Mai 1874 beriefen. Gemäß § 823 Abs. 1 BGB ist bekanntlich derjenige, der vorsätzlich oder fahrlässig ein Recht eines anderen widerrechtlich verletzt, dem anderen zum Ersatze des daraus entstehenden Schadens verpflichtet. Die gleiche Verpflichtung trifft nach Abs. 2 des § 823 denjenigen, der gegen ein den Schutz eines anderen bezweckendes Geschäft verstößt Der § 43 des Preuß. Fischereiges. verbietet die Zuführung von schädlichen Stoffen aus gewerblichen Betrieben, sofern dadurch nach Beschaffenheit und Menge der zugeführten Stoffe fremde Fischereirechte geschädigt werden können.

Das Landgericht hatte die Klage abgewiesen, das Oberlandesgericht dagegen die Ansprüche der Kläger dem Grunde nach für gerechtfertigt erachtet. Auf Revision der Stadtgemeinde hat das Reichsgericht das ihr ungünstige Erkenntnis aufgehoben und die Sache in die Vorinstanz zurückverwiesen.

Die Schadensersatzpflicht der Beklagten ist nur dann gegeben, so führte das Reichsgericht aus, wenn sie ein Verschulden trifft. Festgestellt ist, daß das Flußwasser durch Teeröl verunreinigt wurde, das aus der Gasanstalt der Beklagten stammte, und daß die Zuführung des Teeröls in den Fluß vermittelt wurde durch einen Abfluß, der von dem Tankkeller der Gasanstalt in einen Kanal mündet, der sich in den Fluß ergießt.

Die Beklagte bestreitet, daß sie ein Verschulden an dieser Zuführung trifft. — Nach der Beweisaufnahme kann die Zuführung des Teeröls in den Kanalanschluß nur durch Handlungen der in dem Keller beschäftigten Personen geschehen sein. Der gehörte Sachverständige erklärt den Vorgang so, daß die mit dem Einfüllen des übergelaufenen Öles beauftraten Arbeiter die Ölmengen mittels Ausfegens durch den Kanaleinlauf beseitigt haben, da ihnen das Einfüllen bei der Unebenheit der Kellersohle zu umständlich geworden war. Handelten die Arbeiter hierbei den ihnen erteilten Weisungen zuwider, so ist ein Verschulden der Vertreter der Beklagten nur dann anzunehmen, wenn sie mit einem solchen ordnungswidrigen Verhalten der Arbeiter rechnen konnten, sei es, daß sie es an genügender Überwachung fehlen ließen, sei es, daß sie bei Auswahl der in dem Tankkeller beschäftigten Arbeiter ohne die im Verkehr erforderliche Sorgfalt verfahren sind.

In dieser Beziehung wird die Vorinstanz noch weitere Feststellungen zu treffen haben. (Reichsger. VI. 315/18.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkungen (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft Nr. 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. Januar 1920.

Kl. 37 a, Gr. 4. Sch 53 431. Wilhelm Schütz, Schloßstr. 19 und Werner Siebel, Lindenstr. 255, Düsseldorf. Wand aus Eisenbetonfachwerk und Hohlplatten. 16. VII. 18.

Kl. 37 d, Gr. 19. C 26 769. Cornelius Johannes Cruyff, Amsterdam. Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. Georg Benjamin, Berlin SW 11. Drehtür mit einer um eine Mittelachse drehbaren Wand und zwei Seitenflügelpaaren. 7. VI. 17.

Kl. 37 d, Gr. 40. D 36 285. Karl Deininger, Feuerbach bei Stuttgart, Birkenwaldstr. 1. Fahrbares Dreh- und Schlagbohrgerät für Mauerwerk u. dgl. 16. VIII. 19.

Kl. 80 b, Gr. 17. B 91 297. Dr. Wilhelm Bünte, Hannover-Linden Deisterstr. 8. Verfahren zur Herstellung von Leichtsteinen aus grubenfrischer Kieselgur; Zusatz zu Anmeldung B 89 218. 20. X. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. Februar 1920.

Kl. 19 a, Gr. 28. G 48 068. F. C. Glaser & R. Pflaum, Alleinverkauf der Kruppschen Feld-, Forst- und Industriebahnen G. m. b. H., Berlin. Gleisrückmaschine mit einem auf einem Wagen gelagerten doppelarmigen Hebel, der an seinem freien Ende mittels Klemmrollen oder Knaggen die beiden Schienen ergreift. 8. IV. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 5. Februar 1920.

Kl. 37 b, Gr. 3. H 77 073. Otto Hetzer A.-G., Weimar. Hölzerner Träger, dessen Gurtungen und dessen Steg aus mehreren übereinander gelagerten Lamellen bestehen. 16. V. 19.

Kl. 37 b, Gr. 5. H 76 519. Hartmann und Braun, A.-G., Frankfurt a. M. Dübel aus Weichmetall, insbesondere aus Blei, zum Befestigen von Gegenständen an Wänden oder Decken mittels grobgeschnittener oder Holzschrauben. 17. III. 19.

Kl. 37 d, Gr. 17. U 6622. Alfons Unterkofler, Oberndorf a. N. Fensterrahmenhalter. 6. II. 19.

Kl. 50 c, Gr. 4. R 46 470. Ture Gustaf Rennerfeldt, Stockholm. Vertreter: Patentanwalt Dr.-Ing. R. Geißler, Berlin SW 11. Steinbrechmaschine. 4. IX. 18. Schwedische Priorität vom 14. II. 18 in bezug auf Anspruch 1 bis 4.

Kl. 65 a, Gr. 3. P 36 572. Porsgrunds Cementstöperi A.-G., Porsgrund, Norwegen. Vertreter: Patentanwalt M. Mintz, Berlin SW 11. Eisenbetonschiff. 25. III. 18. Norwegische Priorität vom 16. X. 17.

Kl. 80 b, Gr. 16. H 74 716. Fritz Hecht, Berlin, Gartenstr. 12. Wandelement. 2. VII. 18.

Kl. 80 b, Gr. 16. H 79 517. Fritz Hecht, Berlin, Gartenstr. 12. Verfahren zur Herstellung eines Wandelements; Zusatz zur Anmeldung H 74 716. 31. XII. 19.

Kl. 81 e, Gr. 32. M 66 082. Dipl.-Ing. Wilhelm Metz, Berlin-Wilmersdorf, Prinzregentenstr. 6. Vorrichtung zum Verteilen des Schüttguts beim Verbreitern hoher Halden; Zusatz zu Patent 314 097. 26. VI. 19.

Kl. 81 e, Gr. 34. K 67 675. Alfred Keßler, Gleiwitz, O.-S., Wilhelmstraße 44. Kasten für Mörtel, Sand u. dgl. 9. XII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. Februar 1920.

Kl. 19 a, Gr. 28. G 48 683. F. C. Glaser & R. Pflaum, G. m. b. H., Berlin. Verfahren zum Rücken von Gleisen. 16. VII. 19.

Kl. 20 i, Gr. 11. Sch 56 148. Scheidt & Bachmann, Eisenbahnisgnal-Bauanstalt, Eisengießerei, Rheydt. Sicherheitsschaltung für elektrische Überwachungseinrichtungen an Eisenbahnweichen. 6. IX. 19.

Kl. 37 a, Gr. 2. B 87 691. Dr. Bruno Bauer und Dr.-Ing. Ernst Mautner, Wien; Vertreter: Patentanwälte Dr. B. Alexander-Katz und Dipl.-Ing. E. Bierreth, Berlin SW 48. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetondecken mittels Schalung. 21. X. 18. Österreichische Priorität vom 1. VI. 18.

Kl. 37 d, Gr. 8. M 60 340. Ernst Müller, Ratingen, Homberger Str. 17 c und Julius Müller, Düsseldorf, Ahnfeldstr. 49. Fenster. 6. X. 16.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. Februar 1920.

Kl. 20 g, Gr. 4 319 803. Max Mayer, Eßlingen a. N., Sirnauer Str. 4. Schrägaufzug für Eisenbahnfahrzeuge. 26. VI. 19. M 66 075.

Kl. 37 b, Gr. 6. 319 675. Otto Burgemeister, Berlin-Tempelhof, Berliner Str. 90. Schutzeinlage für die Hohlräume von Bauteilen, insbesondere von Wänden und Decken. 9. XII. 17. B 85 098.

Kl. 42 m, Gr. 20. 319 680. Otto Gaßner, Charlottenburg, Goethestr. 79. Vorrichtung zur Berechnung der Stabspannungen räumlicher Fachwerke. 14. III. 19. G 47 904.

Kl. 80 d, Gr. 1. 319 699. August Manz, Eosanderstr. 29, Max Fritz, Gervinusstr. 25, Charlottenburg und Paul Gaertner, Berlin, Chausseestr. 80. Steinbohrer. 29. VI. 19. M 66 053.

Kl. 80 d, Gr. 1. 319 838. Florian Heißler, Dresden, Holbeinstr. 38. Gesteinsbohrer. 6. IV. 19. B 89 021.

Kl. 85 e, Gr. 6. 319 749. Jules Louis Lemoine, Paris. Vertreter: Patentanwalt B. Tolksdorf, Berlin. Selbsttätig wirkender Kläraparat für Schmutzwässer, dessen Bodenventil aus einem oben und unten offenen Rohr besteht. 18. I. 14. L 41 229. Französische Priorität vom 17. XII. 13.

Kl. 85 e, Gr. 17. 319 882. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B. Kellersinkkasten mit einem in einem Nebenschacht untergebrachten Rückstauverschluß. 26. VIII. 16. G 44 350.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. Februar 1920.

Kl. 19 a, Gr. 10. 319 972. Raoul Diaz Wagner, Paris; Vertreter: Patentanwalt Dr. E. Peitz, Berlin SW 68. Unten zur Bildung spreizbarer Schenkel geschlitzte Metallhülse zur Aufnahme der zur Befestigung von Schienen auf Holzschwellen dienenden Schrauben; Zusatz zu Patent 260 238. 3. I. 12. W 38 788. Priorität aus der Anmeldung in Frankreich vom 28. II. 11 anerkannt.

Kl. 19 a, Gr. 28. 320 057. Maschinenfabrik Buckau, A.-G. zu Magdeburg, Buckau. Vorrichtung zum Verschieben des Gleises für Bagger und ähnliche Maschinen. 16. V. 18. M 63 209.

Kl. 35 b, Gr. 1. 319 943. Karl Dittelbach, Essen, Heerenstr. 13. Kabelkran. 31. XII. 18. D 35 277.

Kl. 35 b, Gr. 1. 320 101. Friedrich Edelmann, Cannstatt, Teckstr. 97. Verladebrücke. 1. II. 19. E 23 706.

Kl. 37 b, Gr. 1. 320 102. Verwaltungs-, Erwerbs- und Verwertungsgesellschaft m. b. H., Berlin. Auf der Unterseite offener Hohlstein mit erhöhten Seitenrändern auf der Oberseite, die die freien Längsschenkel der nächsten Steinschicht falzartig übergreifen. 19. IV. 18. R 45 782.

Kl. 37 b, Gr. 3. 320 155. Felix Tilk, Berlin, Nachodstr. 9. Verfahren zur Herstellung räumlicher Trägerformen; Zusatz zu Patent 283 568. 10. X. 14. T 20 084.

Kl. 37 b, Gr. 5. 319 945. Carl Abraham Forssell, Stockholm, Schweden; Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. R. Specht, Hamburg. Zwischenplatte zur Entlastung von Schraubenbolzen bei Holzverbindungen. 6. XII. 17. F 42 584. Schwedische Priorität vom 18. II. 15 oder 14. X. 15.

Kl. 37 b, Gr. 5. 320 064. John Mitchell, Ponsonby, Neuseeland und John Gell, London; Vertreter: Patentanwalt E. W. Hopkins, Berlin SW 11. Verfahren zum Befestigen von hohlliegenden Blechplatten, insbesondere Wellblechplatten. 23. V. 13. M 51 523. Englische Priorität vom 24. V. 12.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Auflager und Gelenke. Die Spannungsverteilung und Wirkungsweise von Flächenlagern, Bleigelenken, Kipplagern und Wälzgelenken. Von Dr.-Ing. A. Kollman. Mit 57 Textabb. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1919. Preis 12,— M.

In der aus seiner Doktordissertation hervorgegangenen Schrift untersucht der Verfasser die oben genannten Auflager- und Gelenkarten; in Abschnitt I werden die Flächenlager und Bleigelenke, in Abschnitt II die Linienkipplager und Wälzgelenke behandelt. Die weitgehende Unterteilung zeigt, daß der Verfasser sehr viele Fälle betrachtet und zahlreiche Nebeneinflüsse mit ins Auge gefaßt hat. Auch Ausführungsumstände sind vielfach mit berücksichtigt. Besonders sind auch stets die Maße der Bewegungen ausgerechnet, so daß sich ein Bild über die Wirkung der Gelenke ergibt. Auch die Stützlinienausschläge werden berechnet. In der Zusammenfassung am Schlusse werden die gewöhnlichen Flächenlager verworfen, die Bleigelenke werden für kleinere und mittlere massive Brücken gutgeheißen. Für Wälzgelenke in Stein versage die Hertzsche Formel. Nach einer Vergleichung der Rechnungsweisen von Hertz, Köpcke und Barkhausen wird die Köpckesche als die sicherste für die Verwendung bei Steingelenken vorgeschlagen, bis Versuche mehr Klarheit geschaffen haben. Die Ausschläge der Stützlinie bei Wälzgelenken aus Stein erweisen sich als recht beträchtlich; es kann u. U. eintreten, daß die Stützlinie durch einen Kernpunkt statt durch die Mitte verläuft. Bei Rollenlagern solle man möglichst wenig Rollen anordnen. Die für ihre Berechnung üblichen Formeln sind nur dann zulässig, wenn für σ_{zul} jeweilig ein ganz bestimmter Wert eingesetzt wird.

Das Buch ist zunächst eine sehr willkommene Zusammenfassung der beachtenswertesten Ermittlungen in der äußerst wichtigen technischen Frage, die es behandelt. Außerdem trägt es aber auch in den kritischen Abschnitten, den Vergleichsrechnungen und in den Bewegungsberechnungen dazu bei, das noch nicht ausreichend untersuchte Gebiet aufzuhellen. Dr. W. Kunze.

Sicherung einer Zugfahrt auf einer zweigleisigen Bahnlinie mit Streckenblockeinrichtung. Von Direktionsrat Karl Günther, Vorstand der Neubauinspektion. Mit einer dreifarbigen lithographischen Tafel 64 × 46 cm. Preis 2,50 M. Bei größeren Bezügen Partiepreise. — Verlag R. Oldenbourg, München.

In der weitgehend schematischen Darstellungsweise, die in der Literatur üblich ist, um die grundlegenden Vorgänge bei der Zugsicherung durch Streckenblockeinrichtung zu erläutern, liegt für den Anfänger oft eine gewisse Schwierigkeit. Diese hat die vorgenannte Veröffentlichung mit Erfolg zu beheben versucht. Die wichtigsten mechanischen Abhängigkeiten im Blockwerk (Hebelsperre, Signalverschluß, mechanische Druckknopfsperre in Jüdelscher Bauart) und das Zusammenwirken der Blockfelder, Blocksperren und Signale sind unter Zuhilfenahme verschiedener Farben — anschaulich und in so glücklicher Darstellung gegeben, daß das Verständnis wesentlich erleichtert wird. Die Zeichnung wird außerdem für jede Phase des Sicherungsvorganges voll wiederholt, so daß ein unmittelbares Vergleichen möglich ist. — Die beigegebene Worterläuterung beschränkt sich deshalb auch nur auf einige grundlegende Bemerkungen und wenige Hinweise, die über den Rahmen des behandelten Sonderfalles hinausdeuten. Daß die einschlagenden Vorschriften der B. O. und F. V. wörtlich angeführt werden, ist als besonderer Vorzug zu begrüßen. — Der Günthersche Übersichtsplan ist von den bayerischen Staatsbahnen zur Ausbildung des Personals als Beilage zur einschlägigen Dienstvorschrift eingeführt worden und wird auch für den Unterricht an allen

technischen Hoch- und Mittelschulen gute Dienste leisten. Er füllt eine fühlbare Lücke auf diesem Gebiete aus.

Für eine Neuauflage wäre vielleicht zu erwägen, ob die Anschaulichkeit noch dadurch gesteigert werden könnte, daß man auf die Raumersparnis durch Verschlingung der einzelnen Bedienungsphasen verzichtet und die zusammengehörenden Blockbilder einer Phase nebeneinander anordnet.

Druckverhältnisse in Silozellen. Ein Beitrag zur Berechnung von Silos von Reg.-Baumeister E. Lufft. 2. Auflage. Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

Lufft's nunmehr in 2. Auflage vorliegende Studie beschäftigt sich mit den äußeren Kräften, die auf Wand und Boden hoher Silozellen bei Voll- und Leerlauf auftreten. Den Ausgangspunkt bildet das Jansensche Gesetz. Nach diesem ist

der Druck auf die Grundfläche

$$p_v = \frac{F \cdot \gamma}{K \cdot U}\left(1 - \frac{1}{e^{\frac{KUx}{F}}}\right)$$

der Druck auf die Wandfläche

$$p_s = \frac{F \cdot \gamma}{\mu \cdot U}\left(1 - \frac{1}{e^{\frac{KUx}{F}}}\right) \quad \ldots\ldots\ldots (1$$

Hierin bedeuten

F den lichten Flächeninhalt des Zellengrundrisses,
U den inneren Umfang des Zellengrundrisses,
γ das Raumgewicht des Füllgutes,
e Basis der natürlichen Logarithmen,
μ und K Ferstwerte, die durch Versuche gefundeu werden müssen.

Sie hängen von dem Reibungswinkel zwischen Füllgut und Silowand und von dem natürlichen Böschungswinkel des Füllgutes ab, aber außerdem auch noch von anderen Einflüssen, weshalb Siloversuche für jedes Füllgut zur Auffindung von μ und K erforderlich sind. Da für eine Reihe wichtiger Füllstoffe derartige Versuche noch nicht vorliegen, ist für sie die Anwendung der Formeln (1) z. Zt. noch nicht möglich. Deshalb sind bekanntlich an Stelle der Gleichungen (1) die folgenden Gleichungen (2) gebräuchlich (herrührend von Könen):

$$\left.\begin{aligned} &\text{Bodendruck:} \quad p_v = \frac{\gamma}{m}\left(1 - \frac{1}{e^{mx}}\right) \\ &\text{Wanddruck:} \quad p_s = \frac{\gamma}{m}\left(1 - \frac{1}{e^{mx}}\right)\tan^2(45^0 - {}^1/_2\,\varphi) \\ &\qquad\qquad m = \frac{U}{F} \cdot \tan\varphi_1 \cdot \tan^2(45^0 - {}^1/_2\,\varphi) \end{aligned}\right\} \quad \ldots (2$$

wo φ_1 den Reibungswinkel zwischen Wand und Füllgut, φ den Winkel der natürlichen Böschung des letzteren bedeuten. Für die Versuchswerte μ und K in der Jansenschen Gleichung enthalten die gebräuchlichen Gleichungen (2) nur noch einfache Funktionen des Reibungswinkels φ_1 zwischen Wand und Füllgut und des Winkels φ der natürlichen Böschung. Diese beiden Winkel sind leicht bestimmbar und für die Füllstoffe bekannt. Lufft prüft nun die mit Getreide vorgenommenen Siloversuche an Hand der Jansenschen Formeln nach und findet recht gute Übereinstimmung. Er lehnt die Formeln (2) ab, weil sie nur hinreichend genau seien für Höhen von $x = 0$ bis $x = \frac{8\,F}{U}$, bei regelmäßiger Grundrißform also bis $x = 2a$, wenn a den Durchmesser des der Zelle eingeschriebenen Kreises bedeutet. Wir vermögen in dieser Beziehung dem Verfasser nicht ganz zu folgen und halten die üblichen Gleichungen (2) schon um deswillen auch für größere Tiefen ausreichend, weil die Konstante K der Gleichungen (1) von drei verschiedenen Autoren ziemlich abweichend zu 0,3, 0,26 und 0,20 gefunden wurde. Die in der Wahl dieser Konstanten liegenden Unsicherheiten dürften ebenso groß sein als die Abweichung der Formel (2) bei größerer Tiefe als $x = 2a$.

Bemerkenswert ist die Tatsache, daß die rechnungsmäßigen Wanddrücke nur bei rascher Füllung vorübergehend erreicht werden, während bei ruhendem Füllgut die Drücke auf Wand und Boden erheblich zurückgehen. Lufft erklärt diese Erscheinung damit, daß sich das Füllgut im Ruhezustand inniger zusammensetzt, wodurch sowohl der Reibungswiderstand an der Wand als der zwischen den Elementen des Füllgutes größer wird. nfolge des Ruhezustandes nähert sich das Füllgut dem Verhalten fester Körper. Auch Feuchtigkeit und Grad der Verunreinigung sind auf die Größe der Drücke von Einfluß. In den Einzelelementen eines wagerechten Wandschnittes wurde der Druck nicht konstant gefunden; er ist in den Ecken nur 0,53—0,7, in der Mitte 1,27—1,49 des Durchschnittswertes.

Gegenüber der 1. Auflage ist eine sehr anschauliche Darlegung über die Vorgänge beim Entleeren zentrisch ablaufender Zellen neu aufgenommen. Daraus geht hervor, daß beim Auslauf zuerst unmittelbar über der Öffnung ein zentrischer Kegel in Bewegung gerät, während ein gleichmäßiges Gleiten des Füllgutprismas nicht eintritt. Das an den Wänden liegende Füllgut bleibt liegen, bis der innere Krater tief genug wurde und rollt erst dann nach innen ab. Die Vorgänge beim Füllen sind deshalb nicht vergleichbar mit denen bei der Entleerung. Daraus erklärt sich, daß die Drücke bei raschem Ablauf um etwa 10 vH größer werden als die entsprechenden Werte bei rascher Füllung. Lufft bespricht ferner die Auslaufverhältnisse bei Schachtöfen und Generatoren und schließt die interessanten Darlegungen mit einigen Bauregeln und mit der Anregung weiterer Versuche. Die wertvolle Schrift sei unseren Ingenieuren lebhaft empfohlen. B. Löser.

„Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung." Herausgegeben von Dr.-Ing. e. h. E. Mörsch, Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart, V. Auflage, I. Band, 1. Hälfte. Verlag von Conrad Wittwer, Stuttgart. 1920.

Die erste Hälfte des I. Bandes der Neuauflage des bekannten Werkes von Mörsch liegt vor. Über die Herausgabe der V. Auflage sagt der Verfasser in seinem Vorwort, daß sie schon für das Jahr 1915 beabsichtigt war, durch die Kriegsverhältnisse aber verzögert worden ist. „Inzwischen sind im Januar 1916 die in allen deutschen Bundesstaaten angenommenen amtlichen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton herausgekommen, an deren Entstehen der Verfasser als Mitglied des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton mitgewirkt hat."

„Das reichhaltige Material, das seit der letzten Auflage durch die vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton unternommenen Versuche dargeboten ist, hat eine vollständige Neubearbeitung des Buches nötig gemacht, das des großen Umfanges wegen in einen theoretischen Band und einen Band für die Anwendungen geteilt werden mußte. Der theoretische Band wird wiederum in zwei Hälften herausgegeben, da er sonst zu unhandlich geworden wäre."

Seinem Grundsatz, die theoretischen Entwicklungen mit den Versuchsergebnissen zu vergleichen und sie auf diesen aufzubauen, ist der Verfasser auch in der neuen Auflage treu geblieben in der richtigen Erkenntnis, daß uns auf die schwierige Frage der Verbundwirkung zwischen Eisen und Beton keine graue Theorie, sondern nur die exakte Versuchsforschung Antwort geben kann. In der neuen Auflage ist aus den Versuchsberichten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton und aus den in früheren Auflagen enthaltenen Versuchen alles das verwertet, was für die Berechnung, Konstruktion und das Verständnis des Zusammenwirkens nötig und nützlich ist. Welche Arbeit dazu gehört, das reichhaltige Versuchsmaterial restlos auszuschöpfen, das kann nur der ermessen, der sich selbst mit ähnlichen Arbeiten beschäftigt hat. Eine ähnliche umfassende Auswertung des vorhandenen Versuchsmaterials ist bisher nicht gegeben worden, und Wissenschaftler sowohl wie Praktiker werden dem Verfasser des Buches besonderen Dank wissen, daß er sich dieser Riesenarbeit unterzogen hat, dazu noch mit einer Gründlichkeit und Sachkenntnis, die ihres gleichen sucht.

Die erste Hälfte des I. Bandes gibt zunächst in einem allgemeinen Teil Begriffe und allgemeine Eigenschaften und die Bauelemente des Eisenbetons. Der zweite Abschnitt behandelt die Baustoffe Eisen und Beton und ihre Eigenschaften. Bei der Besprechung der Zemente ist dem Eisenportland- und dem Hochofenzement ein breiterer Raum gewidmet, als in der letzten Auflage, ferner ist die Verwendung der Hochofenschlacke zur Betonbereitung eingehender besprochen, und über das Mischungsverhältnis des Betons sind im Anschluß an die Eisenbetonbestimmungen vom 13. Januar 1916 ausführlichere Angaben gemacht.

Neu aufgenommen ist ein Abschnitt, der das Verhalten des Betons gegen chemische und elektrische Einflüsse und den Rostschutz behandelt, Fragen, die für die bauende Industrie mehr und mehr Bedeutung gewonnen haben.

In den folgenden Kapiteln werden die Druck- und Zugfestigkeit, die Elastizität des Betons, Biegung, Schub- und Scherfestigkeit, Haftung des einbetonierten Eisens, ferner die Dehnungsfähigkeit des Eisenbetons und das Schwinden und Schwellen des Betons besprochen und für die Beurteilung dieser Begriffe und der Beziehungen der Festigkeitslehre stets die vorhandenen Versuchsforschungen zugrunde gelegt. Verfasser stößt hierbei mehrfach auf Widersprüche mit den althergebrachten Regeln der Festigkeitslehre und spricht bei der Unterscheidung zwischen Schub- und Scherfestigkeit aus „wie dürftig und vom Baustoff unabhängig bis vor kurzem die Voraussetzungen unserer schulmäßig überlieferten Festigkeitslehre besonders der Bauingenieure gewesen sind." Ein breiterer Raum gegen früher ist der bedeutsamen Frage des Schwindens und Schwellens des Betons gewidmet. Es wird hier ausgesprochen, daß das Schwinden und Schwellen des Betons die Ergebnisse bei verschiedenen Versuchen wesentlich beeinflussen kann, und daß die feuchte Aufbewahrung auf Sand und bis zum Versuch mit nassen Tüchern bedeckt die zuverlässigsten Ergebnisse liefert, weil in diesem Falle der Feuchtigkeitsgehalt der Probekörper am gleichmäßigsten ist. Die Vorschrift über die Lagerung der Druckwürfel in den amtlichen Beton- und Eisenbetonbestimmungen, nach der die Würfel an der Luft gelagert, bis zur Prüfung mit Tüchern bedeckt und diese vom zweiten bis siebenten Tage feucht gehalten werden sollen, kann für Druckwürfel gerechtfertigt werden, würde aber für Zugkörper und Biegebalken unzweckmäßig sein und zu falschen Ergebnissen führen.

Neu aufgenommen ist ein Kapitel über die Wärmeausdehnungszahl des Betons und über die Feuersicherheit des Eisenbetons, wobei im besonderen die Brandversuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton besprochen und ausgewertet sind.

In dem folgenden Hauptabschnitt über die Theorie des Eisenbetons wird jeweils zuerst die Berechnung, wie sie nach den amtlichen Eisenbetonbestimmungen vorgeschrieben ist und meist schon in den früheren Auflagen angegeben war, vorgeführt und ihr Verhältnis zu den Versuchsergebnissen dargestellt. Das Vorwort sagt hierzu: „Mehr als früher ist auf die Bemessung der Querschnitte von Stützen, Decken, Balken und Rahmen eingegangen. Das Auffinden geeigneter Querschnitte ist durch zahlreiche Bemessungstafeln wesentlich vereinfacht, welche für die in den amtlichen Bestimmungen vorgesehenen zulässigen Beanspruchungen berechnet und aufgezeichnet sind. Da die Bemessungstafeln bei häufigem Gebrauch der Abnützung ausgesetzt sind, so hat sich der Verlag entschlossen, diese 20 Tafeln auf starkem Karton noch besonders herauszugeben."

Klar und deutlich sind an den Anfang der theoretischen Ausführungen die Grundsätze für die Berechnung von Eisenbetonbauten gestellt:

„Nur die genaue Kenntnis der Baustoffe und ihres Zusammenwirkens in den einzelnen Baugliedern bis zum Bruch befähigt den Eisenbetoningenieur, die gebräuchlichen Rechnungsarten dem Einzelfall richtig anzupassen und auf eigene Verantwortung schwierige Eisenbetonbauten zu entwerfen und auszuführen."

„Im Eisenbetonbau hat man schon frühzeitig eingesehen, daß es sich hier nicht um die Berechnung der tatsächlich im Gebrauchszustand vorhandenen Spannungen oder Dehnungen handeln kann, da zwei verschiedene Baustoffe miteinander verbunden sind, deren Zusammenwirken bei einer Laststeigerung bis zum Bruch sich bedeutend ändern kann. Um also einen hinreichenden Sicherheitsgrad zu erzielen, was doch der Zweck jeder statischen Berechnung ist, muß man bei den Baugliedern des Eisenbetons die Kräfteverteilung beim Bruch oder in der Nähe davon in Betracht ziehen und davon ausgehend auf die Höhe der zulässigen Belastung schließen. Das kann allerdings dadurch geschehen, daß man mit entsprechend niederen „zulässigen" Beanspruchungen bei einer Spannungsverteilung rechnet, die erst in einem höheren Belastungsstadium oder gar beim Bruch vorhanden ist. Umgekehrt entsprechen die nach solchen Methoden für die Gebrauchslast ermittelten Spannungen keineswegs den in diesem Zustand tatsächlich vorhandenen Beanspruchungen."

„Es ist wichtig, sich über diesen Unterschied gegenüber der älteren Festigkeitslehre klar zu werden. Nur dadurch, daß die führenden Konstrukteure des Eisenbetons diesen Standpunkt der Sicherheit nie verlassen haben, sind die großen Erfolge möglich geworden."

Im Abschnitt über die Theorie des Eisenbetons werden zunächst die Säulen behandelt. Für die in den amtlichen Bestimmungen vorgeschlagenen Berechnungsformeln werden zwei Bemessungstafeln für gewöhnlich bewehrte und für umschnürte Säulen gegeben. Diese Tafeln können sowohl zur Auffindung eines passenden Säulenquerschnittes bei gegebener Last, als auch zur Ermittlung der zulässigen Belastung bei gegebenen Abmessungen des Querschnittes und der Bewehrung benutzt werden. Die gesamten Versuche mit Eisenbetonsäulen werden durchgesprochen, und an Hand der Ergebnisse wird nach eingehender Auswertung die Richtigkeit der amtlichen Berechnungsweise geprüft. Dieses Berechnungsverfahren beruht bekanntlich auf folgenden Voraussetzungen: Die Höchstlasten der gewöhnlich bewehrten Säulen setzen sich aus der Tragfähigkeit der Betonprismen und der bis zu ihrer Quetschgrenze ausgenutzten Längseisen zusammen. Bei den umschnürten Säulen kommt statt des ganzen Betonquerschnittes nur der innerhalb des Kerns gelegene Teil in Betracht, und als dritter Beitrag zur Höchstlast tritt eine Vermehrung der Festigkeit des umschnürten Kerns hinzu, die proportional der zur Umschnürung aufgewendeten Eisenmenge und deren Streckgrenze ist. Diese Voraussetzungen sind durch die Versuche bestätigt worden. Das amtliche Berechnungsverfahren entspricht also dem heutigen Stand der Versuchsforschung. Die Knickung der Eisenbetonsäulen wird auf Grund der Knickversuche der Material-Prüfungsanstalt Stuttgart besprochen.

Der nächste Abschnitt behandelt die einfache Biegung, also die Beanspruchung der Balkenquerschnitte durch Biegungsmomente bei gleichzeitig vorhandenen Querkräften, jedoch mit Ausschluß von Normalkräften auf den Querschnitt. Es werden hier der Reihe nach die rechteckigen und die T- und ⊥-förmigen Eisenbetonquerschnitte behandelt und Bemessungstafeln für die praktisch vorkommenden Fälle gegeben. Außerdem wird auch die Biegung beim achteckigen Querschnitt und bei Querschnitten mit dreieckförmiger Druckzone besprochen. Behandelt sind ferner die Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Betons und die graphische Berechnung bei einfacher Biegung. Alsdann sind die Versuche über den Einfluß des Biegungsmomentes auf die Formänderung und den Bruch von Eisenbetonbalken rechteckigen und T-förmigen Querschnitts besprochen und die Folgerungen für die praktische Berechnungsweise gezogen. Ein besonderes Kapitel ist der sich aus den Versuchen ergebenden Größe σ_{bz} kurz vor Auftreten der ersten Zugrisse und den Versuchen an Eisenbetonbalken mit Vorspannung gewidmet. Alsdann sind die Biegung der unsymmetrischen Randträger und die dahin gehörigen Versuche behandelt.

Auch im letzten Abschnitt über Biegung mit Achsialkraft wird durch den Vergleich mit den Versuchsergebnissen gezeigt, daß unsere Rechnung nach Stadium II ein zuverlässiges Bild über die Sicherheit bietet. Es sind hier einfache Bemessungstafeln für die verschiedenen Fälle gegeben, welche die Bemessungsarbeit ganz wesentlich erleichtern. Behandelt sind rechteckige und beliebige Querschnitte, schließlich auch die graphische Spannungsermittlung.

Das Buch enthält für den Theoretiker und den schaffenden Ingenieur eine Fülle von versuchstechnisch begründeter Wissenschaft, es gibt mit kurzen Worten ein lückenloses Bild über den derzeitigen Stand der Theorie und des Versuchswesens auf dem Gebiete des Eisenbetons. Der Name und die wissenschaftliche Gründlichkeit des Verfassers sind zu bekannt, als daß sein Werk hier besonders empfohlen werden müßte. Die Verlagsbuchhandlung hat dem Werk trotz der von Grund auf veränderten Verhältnisse dieselbe Ausstattung gegeben, wie den früheren Vorkriegsauflagen. Die Literatur des Eisenbetons ist mit der neuen Teilauflage des Werkes von Mörsch um einen hochbedeutsamen Beitrag bereichert worden. W. P.

Das Azetylen im Automobilbetrieb. Von C. F. Keel. „Aus Technik und Wirtschaft", Bd. 4, 72 S., mit 26 Abb. 1919. Zürich, Rascher & Co., brosch. Fr. 3,90.

Die Knappheit an Kraftstoffen für den Motorbetrieb, ihre staatliche Bewirtschaftung und ihr ständig steigender Preis ließen während des Krieges die alte Frage des Azetylenbetriebes der Kraftfahrzeuge und Kleinmotoren wieder aufleben und da die Schweiz zu den Ländern gehört, die viel Karbid erzeugen, ließ der Schweizer Azetylen-Verein die Verwendbarkeit des Azetylens eingehend prüfen.

Die vorliegende Abhandlung enthält den Bericht über die Versuche.

Im ersten Teile bespricht der Verfasser „das Azetylen als Kraftgas" und zeigt, daß es für den Motorbetrieb durchaus geeignet ist, allerdings mit der Einschränkung, daß es des Preises wegen auch für Kleinmotoren in Frage kommt und daß man bei Neukonstruktionen von Motoren billigerweise den Eigenheiten des Azetylens Rechnung tragen müsse, indem man die Ventilanordnung, das Verhältnis von Zylinderbohrung und Kolbenhub der Betriebsart anpaßt. Weiter wird dann die wärmetechnische Ausnutzbarkeit des Azetylens und die Gemischbildung besprochen, die zwar unter Benutzung der üblichen Vergaser für flüssige Brennstoffe erfolgen kann, die aber besser mittels besonderer Mischventile stattfindet, die mit einer regulierbaren Wasserdüse versehen werden, zwecks Anreicherung des Gemisches mit Wasser, die sich beim Azetylenbetrieb als besonders vorteilhaft erwiesen hat. Der Verfasser nimmt an, daß dieser Vorteil darauf beruhe, daß durch die Wasseranfeuchtung das Gemisch kühl gehalten wird und damit ein geringeres spezifisches Volumen besitzt, so daß beim Ansaughub mehr Azetylen in ein gegebenes Zylindervolumen eingeführt werden kann. Aber auch während des Kompressionshubes ist dieses Kühlmittel vorteilhaft, da dabei die Kompressionswärme zur Verdampfung des Wassers und zur Überhitzung des gebildeten Wasserdampfes benutzt wird, der bei der Expansion alsdann mechanische Arbeit leistet. Es bleibt aber auch der Kompressionsdruck verhältnismäßig niedrig, was mit Rücksicht auf die dadurch bedingte niedrige Temperatur die rechtzeitige Zündung des Gemisches gewährleistet und Frühzündungen, die ohne Wassereinspritzung infolge der hohen Temperatur der Zylinderteile unvermeidlich sind, hintenanhält. Zur Regulierung der Motorenleistung verdient die Qualitätsregulierung gegenüber der Regulierung der Gemischmengen den Vorzug. Man kann aber auch beide Regulierungsarbeiten gleichzeitig anwenden und damit das Regulierbereich erweitern. Auf Fahrzeugen wird das Azetylengas in Stahlflaschen mitgeführt oder durch besondere Entwickler erzeugt. Letzteres ist schwieriger wegen der Reinigung des Gases, aber billiger.

Im 2. Teil werden Betriebsergebnisse besprochen, die bei Brems- und Fahrversuchen ohne Wassereinspritzung gewonnen wurden. Sie zeigten, daß ein 30-PS-Fahrzeugmotor bei Vollast 250 l Gas pro effektive Pferdekraftstunde verbraucht.

Der 3. Teil umfaßt die konstruktiven Einzelheiten der Apparatur für den Azetylenbetrieb, die in der Schweiz hergestellt und erprobt wurden. Zeichnungen veranschaulichen dieselben. Sie zeigen, daß diese Einrichtungen für Fahrzeuge bereits auf einen hohen Stand der Entwicklung gebracht worden sind. Die Tabelle auf Seite 47 ist insofern fehlerhaft, als die Worte „für Motorgröße" und „eine Füllung Karbid" vertauscht werden müssen und in der zweiten Zeile statt „PS" die Angabe „mm" zu setzen ist, da die Zahlen nicht die Motorenleistung, sondern Bohrung und Hub der Zylinder angeben.

Im allgemeinen bildet das Buch eine wertvolle Bereicherung der Literatur, da es objektiv geschrieben ist und auf die noch bestehenden Mängel der Konstruktionen und der Unzulänglichkeit der neuen Betriebsart hinweist. Es kann jedem, der sich über diesen Gegenstand rasch orientieren will, zur Anschaffung empfohlen werden.

Professor Wawrziniok, Dresden.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang 30. April 1920 Heft 7/8

DIE REVOLUTION DES BAUWESENS.

Vortrag gehalten von Ministerialrat und Professor Stürzenacker im Ausbildungskurs für badische Staatsbeamte auf dem Gebiete des Wohnungs- und Siedelungswesens.

So wie Krieg und Friede das politische und soziale Leben erschüttert und umgestaltet haben, so sind sie auch mit dem Bau-, insbesondere dem Wohnungswesen verfahren; neue Zeiten neue Anschauungen, neue Anschauungen neue Mittel und Formen. Was an neuen Ansätzen für den Wohnbau schon vor dem Krieg vorhanden war, hat sich während der letzten zwei Jahre verstärkt und verdichtet.

Ein Opfer des Krieges ist zunächst der Grundsatz geworden, daß die Erweiterung der Städte unter allen Umständen ein erstrebenswertes Ziel sei, und daß Stadterweiterung und Menschenfülle der Städte Glück bedeute. Damit verschieben sich die kulturellen und wirtschaftlichen Probleme, damit auch die Grundlagen der Bildung der Städte, die künftig ein anderes Bild zeigen werden als bisher: welches, das weiß heute noch kein größeres Gemeinwesen genau, wohl aber, daß die Grundlagen normaler Entwicklung erschüttert sind, und daß Handel, Industrie und soziale Schichtung sich anders entwickeln können als bisher. Überstürzt sind in den letzten anderthalb Jahren neue Kleinsiedelungen in unmittelbarer Nähe der Stadt entstanden, einstweilen mitunter ohne inneren Zusammenhang mit dem bestehenden Stadtkörper.

Dieser Blick in die Zukunft zwingt zur Bearbeitung neuer Stadterweiterungspläne, selbst da, wo solche schon vorhanden sind; im Hinblick auf die noch unsichere Zukunft allerdings zu dehnbaren, elastischen, die nach Belieben den veränderten Anforderungen der Zukunft angepaßt werden können.

Vor dem Krieg hat man den gesundheitlichen und schönheitlichen Wert der Stadterweiterung, zum Teil auch der Kleinsiedelungen, in dem verhältnismäßigen Anteil von Straßen und Plätzen an der Gesamtbodenfläche gesucht, in Städten zum Teil 15 vH gefordert, 25 vH gelobt und 30 vH u. a. in München gepriesen. Inzwischen ist es anders geworden. Grund und Boden und Ernährungsproblem sind so eng verbundene Begriffe geworden, daß man heute zum mindesten bei den Kleinlandsiedelungen jene als die best gelösten ansieht, bei welchen der Anteil an Straßen und Plätzen möglichst gering, die unüberbaute Fläche in Form von ausgenütztem Gartenland dagegen möglichst groß ist, 15 vH werden als annehmbar, 10 vH für erwünscht, weniger auch noch für vertretbar gehalten. Dem früheren Streben nach Weiträumigkeit in Straßen- und Platzland folgt heute das nach geringerem Straßen- und Platz-, wohl aber großem Gartenland.

Der Niederschlag dieser Bestrebungen findet sich heute schon in einer Reihe lobenswerter Bau- und Siedelungsanlagen, die sich neben wirtschaftlichen Vorzügen auch durch schönheitliche auszeichnen, auch in einer großen Reihe einzelner Bauten, an denen sich heute unsere besten Kräfte miteinander gemessen haben. Schmitthenner und Göttel, Salvisberg und Jansen sind hierfür Personennamen, Plaue, Staaken, Wittenberge sind Ortsbeispiele. Der Stümper, der Unfähige, ist durch die neuen Anforderungen, die gestellt werden müssen, in den Hintergrund gedrängt, der wirklich Tüchtige gegenüber früher mehr in den Vordergrund getreten, manche neue Talente haben sich unter den Jungen geoffenbart; auch das ist eine lobenswerte Tat der neuen Zeit, der auch in den nächsten Jahren noch mehr zum Siege verholfen werden muß. Das Mustergültige zeigt vor allen Dingen das Streben, Wohnungen auf knapp überbauter Bodenfläche zu schaffen, ein Ausnutzen des Gesamtkörpers des Baues bis in den letzten Raumteil und das Streben, auch in den einzelnen Konstruktionen in weitestgehendem Maße zu sparen. Je tüchtiger der Einzelne, desto stärker das Bestreben in dieser Hinsicht, desto stärker der Erfolg. Die Besten liefern das Einfachste und Billigste und Schablonenhafte und verhelfen damit Gedanken zum Sieg, die aus schönheitlichen und finanziellen Gründen schon vor dem Krieg betont wurden.

Solche Erscheinungen müssen auch die ganze Haltung des planenden Architekten verändern. Vor dem Kriege zählte man zwei Arten von Architekten, solche, denen das Gebiet des Kleinwohnungswesens zu schlecht und zu niedrig war, und die darum ihre Befriedigung nicht in diesem, wohl aber in großen künstlerischen Aufgaben fanden. Andere, es waren leider nur wenige, haben den Kleinwohnungsbau als ihre Domäne in Anspruch genommen, und wieder solche, die beides beherrschten, gab es kaum. Die Gegenwart verlangt aber von jedem, will er nicht ins Hintertreffen geraten, das neue Gebiet verstehen und Anspruchslosigkeit in hohem Maße; hat er ehedem den Reichtum und die Schönheit des Hauses im Äußeren gesehen, so muß er heute die Schönheit ins Innere verlegen. Der Architekt von heute soll so einfach bauen, daß er ehemals darüber krank geworden wäre; der Architekt von heute ist nicht mehr ein Künstler in erster Linie, sondern mehr ein Finanzmann, ein Techniker und ein Wirtschaftsmann.

Zu dieser weitgehenden Sparsamkeit drängen nicht nur Vernunftsgründe, sondern auch die Preise. Dem Fallen der Baupreise von Kriegsbeginn bis zum Mai 1915 folgte ein langsames Steigen 1915, ein bedeutsames bis auf etwa 50 vH bis gegen Ende 1917 uns bis nahezu 100 vH Ende 1918; den Aufstieg von da ab kennen wir, Zahlen von 500 bis 600 vH sind heute weder in der Lebensmittel-, noch in der Baustoffversorgung selten. Diese großen Zahlen und die hohen Preise haben ihren guten Grund in der ganzen wirtschaftlichen Lage, dabei darf indes nicht verschwiegen werden, daß da und dort auch Industrie und Handel sich die Zeit zu nutze machten und ein weites Herz in ihren Forderungen hatten, die Straffheit und Ehrlichkeit des Wesens hat auch hier etwas notgelitten. Das Kalkulieren war beim Handwerk schon vor dem Kriege ein schwacher Punkt, durch den Krieg ist es eine ernste Krankheit geworden. Statt des Kalkulierens nach unten kalkuliert man heute vielfach nach oben, je höher vermeintlich desto besser.

Radikaler infolge solcher Einrichtungen sind die Verhältnisse mit der Bautechnik verfahren, sie haben hier gründlich umgebildet und umgestürzt, auch heute sind wir damit nicht zu Ende, wir stehen in der Umbildung drinnen stärker als je. Kriegswirtschaft, Hindenburgprogramm und damit Verteuerung einzelner Baustoffe hatten schon während des Kriegs den Gedanken nahegelegt, bescheidener als bisher zu

bauen, Rationierung und Beschlagnahme einzelner Baumaterialien zwangen zu sparsamer Verwendung bestimmter Baustoffe und damit zu intensiver Ausnützung ihrer inneren Werte bis an die Grenze des Zulässigen und Möglichen; Zement und gebrannte Steine, Eisen und Dachpappe, Bleche und Öle waren davon ergriffen, neue Formen, Bildungen und Technik waren die Folge. Ihren ersten äußeren Ausdruck fanden diese Bestrebungen in dem Wettbewerb des Reichsverbandes für sparsame Bauweise und der diesem folgenden Ausstellungen Berlin, Breslau, Leipzig und Frankfurt a. M. Der Leitgedanke dieser Ausstellungen war: vollkommenste Ausnutzung des Materials, der Arbeitskraft und der Zeit. All das stand aber noch nicht unter dem unbehaglichen Gefühl, daß wir auch für die Zeit nach dem Kriege, auf lange noch arm seien an bestimmten Stoffen, oder daß wir diese aus besonderen Gründen entbehren müssen, sondern mehr unter dem Druck, daß wir einstweilen haushalten müssen mit dem, was wir besitzen; wir glaubten immer noch an ein gutes Ende des Krieges und an einen würdigen Frieden und damit an baldige Wiederaufnahme geregelter Handelsbeziehungen mit der Welt und an eine normale Wiederbelebung unseres Wirtschaftslebens. Vollwandige Mauern wurden darum zu Hohlwänden und zu Skelettkonstruktionen, die sich entweder nur im einzelnen Baustein (Hohlstein) oder in der gesamten Konstruktion der Mauer äußerten, durch skelettartigen Aufbau, tragendes Gerippe aus Holz, Eisen oder Eisenbeton mit Füllmaterial oder Lufthohlräumen, und soweit es sich um die Arbeitsleistung handelte, in Großsteinformaten und großzügigeren Konstruktionen, welche durch die Art des Aufbaues an Menschen und durch die Möglichkeit rascher Austrocknung an Zeit zu sparen suchten. Neue Versuche solcher Art gaben Anlaß, dem Hause mitunter auch neue Erscheinungsformen zu geben, die je nach dem Grade der Tüchtigkeit des Erfinders oder Beraters als häßlich, manchmal auch als eigenartig und schön anzusprechen waren. Man hat, das darf zum Ruhme deutschen Forschungsgeistes und Grüblersinnes gesagt werden, die Aufgabe an allen Enden angefaßt, das Ergebnis wird leider allerdings sein, daß — mathematisch ausgedrückt — die Zahl der Versuche und Versuchshäuser in umgekehrtem Verhältnis zum dauernden Wert und dauernd Bleibenden steht. Ich habe eine Reihe dieser neuen Bildungen Ihnen vor Augen geführt, ohne damit den inneren Wert oder besondere Vorzüge loben zu wollen; sie wollen nur zeigen, wie sich deutsche Phantasie und deutscher Erfindergeist in diesen Zeiten versuchten.

Der Krieg ging zu Ende, nicht so, wie wir es hofften, die Feinde aber fordern von uns alles und suchen unsere Existenz und unsere Wirtschaft zu vernichten; Deutschland selbst wankt im Innern und kracht in den Fugen. Das Revolutionsjahr hat so auch auf diesem Gebiet weiter umgebildet und durch Arbeitseinstellung, Arbeitsunlust, geminderte Arbeitszeit uns zurückgeworfen und dies in einer Zeit, in welcher wir alle unsere Kräfte sammeln, nicht aber zersplittern sollten. Auch Kohlenförderung, Kohlenzufuhr und Kohlengüte waren durch solche Einflüsse stark gemindert, rollendes Material stand nicht mehr in genügendem Umfange zur Verfügung. Standen Deutschland während der letzten Friedensjahre etwa 170 Millionen Tonnen geförderter Kohle zur Verfügung, so wird es in den nächsten Jahren vermutlich kaum noch ein Drittel dieser Zahl sein. So ist die Neubautätigkeit während eines Jahres mehr und mehr unter dem Einfluß der Kohle und der Beförderungsschwierigkeiten gestanden, Erscheinungen, die ihr von Monat zu Monat deutlicher ihren Stempel aufdrückten und damit zu einer so wechselvollen und raschen Umbildung zwangen, wie man sie bisher noch nicht gekannt hatte.

Die Forderungen rein wirtschaftlichen und sparsamen Bauens wurden nun durch jene brennstoffarmen Bauens ersetzt, das heißt durch die Förderung von Baukonstruktionen, zu denen möglichst wenig Brennstoffe notwendig werden; und heute steht obenan die Forderung nach völlig brennstoffloses Bauen, denn was Deutschland einstweilen noch an Brennstoffen hat, das braucht es zunächst für Gas-, Wasser- und Elektrizitäts-Krafterzeugung, für die lebenswichtigen Nahrungsmittelbetriebe und für den Hausbrand; was etwa 1920 für Zement-, Eisen und Steinerzeugung noch bleiben wird, kann heute niemand voraussagen. Wann und in welchem Zeitmaß diese trüben Verhältnisse sich wieder ändern werden, weiß heute ebenfalls niemand vorauszusehen, das hängt ganz von der Entwicklung unserer inner- und außerpolitischen Verhältnisse ab.

Andere mögen weniger pessimistisch urteilen; eine vorsichtige Regierung würde aber wenig weise handeln, wenn sie hier einstweilen nur Optimismus zeigte; sie darf und muß diesen haben, sie muß sich indessen auf das Schlimmste mindestens vorbereiten.

Daraus ergibt sich heute Empfehlung des Billigen und Natürlichen, des reinen Holzbaues, Bruchstein- oder Lehmbaues, also von Baustoffen, die unmittelbar und ohne Änderung ihres inneren Wesens zu Bauzwecken verwertbar sind. Durchaus verfehlt wäre es aber, diese Bauweisen als die allein maßgebenden für die nächsten Jahre ansehen zu wollen; der Gipfelpunkt der Kohlennot, auf dem Deutschland steht, wird mit dem Eintritt mehr geordneter Verhältnisse überwunden werden und man wird dann wieder zu jenen sparsamen Bauweisen greifen, die sich schon früher bewährten, die unsere Zeit aber entsprechend weiter bilden muß. Lehm- und reiner Holzbau sind darum wohl als vorübergehender Ersatz, nicht aber als dauerndes Allheilmittel anzusehen; man wird eine altbewährte jahrtausendalte Technik von Babel und Troja wieder studieren und aufleben lassen, um sie hoffentlich nach Jahren wieder auszuschalten. Man wird die gute Tradition auf diesem Gebiete vielleicht weitgehend unterbrechen, aber nicht vernichten; wir wollen unserem Volk auch in dieser Zeit keine armseligen Hütten und Baracken keine Berg- und Erdhöhlen bauen, sondern würdige aber einfache Heimstätten, die auch unsere und die spätere Zeit schätzt und versteht. Im Kriege draußen hat man zwar Bescheidenheit auf diesem Gebiete gelernt, man darf und muß diese Bescheidenheit aber mit Kriegsende begraben. Ein Volk kann, wenn es sein muß, im Kriege sich bescheiden in diesen Verhältnissen, der geistige und körperliche Aufbau eines physisch und körperlich kranken Volkes in diesen Verhältnissen ist aber nicht möglich.

Mit dieser Umbildung der bisher üblichen Bauweisen in eine so außerordentlich sparsame, mit der Minderung der Wandstärke, der Wahl anderer z. T. neuer Materialien und Konstruktionen und dem Zwang, an Brennstoffen bei Erzeugung der Baustoffe, aber auch im Haushalt fürderhin nach Möglichkeit zu sparen, hängt es zusammen, daß auch Wärmewirtschaft und Gesundheitspflege sich mit diesen Problemen, die sie bisher kaum oder mehr theoretisierend nur behandelt hatten, mehr praktisch beschäftigen müssen. Mit den bisher üblichen Bauweisen hatten sich diese nicht sehr abzugeben, weil es sich im allgemeinen immer wieder um Wiederholungen handelte, für die genügende Erfahrungen durch wissenschaftliche Forschung und die Praxis gesammelt waren. Mit der überstürzten Entwicklung der Bauweise in zwei Jahren in technischer Hinsicht hängt es zusammen, daß diese Wissenschaft noch nicht in vollem Umfang den Bedürfnissen der Praxis folgen konnte, und daß darum heute noch nicht alle die für die einwandfreie Beurteilung einzelner Bauweisen notwendigen Erfahrungen vorliegen, daß den Gesichtspunkten der Wärmewirtschaft nicht die genügende Beachtung geschenkt wird, und daß darum die Gebote der Wärmewirtschaftlichkeit beim Bau des Hauses durch Wahl ungeeigneter Baustoffe und eines dadurch bedingten übermäßigen Brennstoffaufwands für den Hausbrand zu kurz kommen. In anerkennenswerter Weise haben sich an einzelnen Stellen Deutschlands, aber nur an einzelnen, Forschungsinstitute mit diesen Fragen befaßt, an anderen sind solche in Vorbereitung begriffen. So muß darum heute leider

noch vielfach der Baulustige entweder aus den Anpreisungen der Firma selbst oder aus dem Meinungswiderstreit in Zeitschriften sich ein eigenes Urteil in dieser Richtung bilden.

Eine politische Revolution reißt Viele und Vieles auch auf anderen Gebieten mit sich; Unzufriedene, Schwankende und Theoretiker fallen ihr zuerst anheim. Es ist darum eine begreifliche Erscheinung des Revolutionsjahres, daß in ihm auch Stimmen und der Ruf nach Verzicht auf baupolizeiliche Forderungen für den Wohnhausbau laut wurden; es gibt ja so viele, die sich im Laufe auch der Friedensjahre durch baupolizeiliche Vorschriften beengt und beschwert fühlten, daß sie nunmehr gerne daraus Kapital schlagen; selbst Männer von hohem Wissen und Vereine haben sich in gleicher Richtung vernehmen lassen.

Baupolizeiliche Bestimmungen dienen der Allgemeinheit des Volkes, nicht einzelnen, wollen das Leben veredeln, Gesundheit und Sicherheit in wirtschaftlicher und rechtlicher Hinsicht und — im Gegensatz zu früher — Formensinn und Formenschönheit geben oder doch mindestens vermitteln.

Der Ruf nach Bauschönheit ist in den letzten Jahrzehnten immer lauter geworden, hat Behörden, Kongresse, Vereine und Private beschäftigt und zu manchen erfreulichen Ergebnissen geführt, die u. a. in Preußen in dem Gesetz gegen die Verunstaltung von Ortschaften und landschaftlich hervorragenden Gegenden vom 15. 7. 1907, in Baden in Bestimmungen des Ortsstraßengesetzes vom 15. 10. 1908, der Landesbauordnung vom 1. 9. 1907 und des badischen Polizeistrafgesetzbuches, daneben einer großen Reihe ortspolizeilicher Bestimmungen ihren Ausdruck fanden. Will man diese gesetzlichen Grundlagen baulicher Natur fallen und die Sache dem freien Spiel der Kräfte überlassen, so heißt das entweder das Land der Frivolität, dem Unverstand und dem Nichtempfinden einer großen Mehrheit, die dafür kein Verständnis hat, preisgeben oder aber abwarten, bis sich das Volk zu einer solchen kulturellen Höhe emporgeschwungen hat, daß sich diese Anschauungen als selbstverständliche Folge ergeben. Das Erste würde das von der Natur gesegnete badische Land mit allen bisherigen Bestrebungen dieser Art dem Untergang preisgeben, das Zweite aber bedeuten, mindestens zehn bis zwanzig Jahre abwarten, bis sich die geistigen Kräfte unseres Volkes allenfalls so emporgerungen haben, daß nicht mehr Vorschrift, sondern das eigene Fühlen und der gute Willen zum Ziele führt. Man darf mit Rücksicht auf die trüben Erfahrungen der Vergangenheit weder das eine, noch das andere wollen!

Manche glauben, die Frage kurzweg dadurch erledigen zu können, daß sie statt der Behörden die Fachorganisationen und die Innungen zu verantwortlichen Trägern der baupolizeilichen Gewalt machen. Auch diese verkennen völlig, daß die baupolizeilichen Bestimmungen zunächst im Interesse der Allgemeinheit der Bewohner erlassen sind, und daß darum eine Überwachung neutral stehender Personen dringend not tut, zumal in einer Zeit, in welcher der einzelne mehr als je dem rollenden Geld verfallen ist. Sie sehen nur die eine Seite und fühlen nicht, zu welcher Verwahrlosung und Verkennung öffentlich anerkannter Grundsätze das führen würde. Diese Möglichkeit kommt darum nicht in Frage, denn diese verfügen überdies nicht über einen Stab von Menschen, der ein so großes Verständnis für alle diese Fragen besitzt, wie es notwendig wäre; Innungen und Fachverbände sind auch in ihrem Aufbau und in ihrem Können heute nicht so fest gegründet wie im Mittelalter, wo sie Führer im wirtschaftlichen und handwerklichen Leben waren. Und wie könnte schließlich bei dem innigen und steten Ineinandergreifen der verschiedenen Arbeitszweige an einem Bau die Verantwortung für die Güte einer Baukonstruktion gerade von einer Innung getragen werden, wo doch häufig der Fall naheliegt, daß der Mangel oder Fehler an einer Stelle und in einer Konstruktion sich äußert, die Ursache dagegen an ganz anderer Stelle liegt. Ein Widerstreit der Innungen gegenseitig wäre die Folge und darum unter allen Umständen längstens nach zwei Jahren wieder der laute Ruf nach Herstellung des alten Zustandes.

Die baupolizeilichen Bestimmungen bilden also auch eine Grundlage, auf welcher sich das wirtschaftliche Leben abspielt. Solange ein Land baupolizeiliche Bestimmungen besitzt, besitzt es auch sichere Grundlagen für die einwandfreie Beurteilung des sachlichen Wertes eines Baues; fallen diese Bestimmungen, so wird sich — zumal heute — der wenig gewissenhafte Techniker und Bauherr auf Grundlagen stützen die ihm vielleicht von Vorteil sind, von der Fachwissenschaft aber nicht geteilt werden. Auch dieser Punkt gewinnt heute eine besondere Bedeutung, wo sich der Eisenbetonbau einer bevorzugten Stellung erfreut, wo er von gut und böse angewendet wird, wo von Tag zu Tag neue Baustoffe und Bauweisen auf den Markt geworfen werden, denen alle möglichen Vorteile nachgerühmt werden, die aber vielfach weder in technischer, noch wärmewirtschaftlicher oder gesundheitlicher Hinsicht zu empfehlen sind. Ein Freisgeben der baupolizeilichen Bestimmungen bedeutete in dieser Hinsicht einen vollen Freibrief lediglich für die Reklame und die unwahrhaftigen Elemente und hieße, die ganze bautechnische Entwicklung in Bahnen lenken, die von dem bisherigen sachlichen und fürsorglichen Sinn nichts mehr wissen will. Wenn irgend eine Zeit Vorsicht auf diesem Gebiete verlangt, so ist es die Gegenwart, in welcher aus den mannigfachsten Gründen infolge Unwillens oder Unvermögens der Leiter, infolge schlechter Leistung der Maschinen, infolge schlechter Rohstoffe oder Aufsicht viele unserer Baustoffe an Qualität so sehr eingebüßt haben, daß man sich im vollen Gefühl der Verantwortung fragen muß, sollen nicht die Sicherheitswerte, die bisher galten, statt herab-, wie vielfach geschehen, heraufgesetzt werden? Auch in diesem Zusammenhang wird manchmal verwiesen auf die Erfahrungen des Krieges und die dort durch die Natur der Sache zulässige dürftige Bautechnik; wir wollen Sitten, die der Krieg schuf, und die man in ihm billigen konnte, nicht auf die Friedenszeit übertragen; wir wollen weder Erd-, noch Berghöhlen, weder Indianer-, noch Afrikanerbauten. Ein krankes Geschlecht braucht gesunde, einwandfreie Wohnungen. Wenn wir in späterer Zeit von höherer Warte aus unsere Zeit und unser krankes Volk beurteilen, dann werden wir uns freuen, daß wir ihm auch in diesen Jahren die Segnungen einer vernünftigen baupolizeilichen Gewalt zukommen ließen, und daß die wohlerwogene Fürsorge auch auf diesem Gebiet nicht gewaltsam durch einige wenige unterbunden werden konnte. Es ist darum nicht weise, wenn der Gedanke der Preisgabe der baupolizeilichen Bestimmungen weiter betont und in die Öffentlichkeit getragen wird; es ist schon deshalb nicht weise, weil die Autorität des Staats in diesen Zeiten unendlich schon gelitten hat und durch solche Äußerungen noch mehr untergraben wird.

Die Gegenwart verlangt Wohnungsbereitstellung in großem Umfange und darum Vereinfachung und Verbilligung des Produktionsprozesses. Daraus sind die Bestrebungen abzuleiten, für den Hausbau Typen und für dessen Einzelteile Normen vorzubereiten. Das Normen gehört schon seit Jahren zu dem Rüstzeug der technischen Industrie, zunächst allerdings des Ingenieur- und Maschinenwesens; unter dem Drucke des Krieges, mit allen Mitteln die Preise zu senken und die Arbeit zu mehren, hat allmählich ein Austausch auch auf dem Gebiete des Bauwesens stattgefunden. Das Ausland — England und Amerika — ist in dieser Hinsicht schon längst vorangegangen, der Vorsprung muß gekürzt und möglichst eingeholt werden. Es hat heute keinen Zweck mehr, daß eine Kleinsiedelung eine Menge verschiedenartiger Türen oder Fenster, Öfen oder Kamine enthält, wenn ein gutes Muster ebenso gut billiger und rascher den Zweck erfüllen kann. Um solche Gedanken weiter zu bauen, hat sich in Berlin unter Beteiligung der Regierungen der Normenausschuß für deutsche Industrie gebildet, der seinen Zweck nicht mit den Mitteln behördlicher Organisation oder gesetzlicher Bestimmungen

erreichen will, sondern allein auf dem Wege gemeinschaftlicher vertrauensvoller Arbeit von Behörden, Architekten, von Gewerbe und Industrie. Von Erfolg wird diese Arbeit nur sein, wenn sie sich nicht ins Uferlose verliert, und wenn sie gemeinsam mit den Landesstellen arbeitet.

Wie stellt sich die Arbeit des Architekten zu dieser Frage? Der Gedanke, den Hausbau im Grundriß und Aufbau zu typisieren, ist aus naheliegenden Gründen lange auf Widerstand gestoßen, denn seine Verwirklichung würde nach mancher Meinung den selbstschöpferischen Drang der Architekten und eine Weiterbildung des Hausbaues unterbinden; der Gedanke, daß der Architekt etwas Individuelles schafft, daß er eine persönliche Note aufdrückt, würde leiden; es komme mehr Dutzend-, mehr Fabrikware zum Ausdruck. Dagegen hat der Wunsch, Einzelheiten, Fenster, Türen, Dachrinnen, Balken, Treppen zu typisieren, Anhang in Fach- und Handwerkerkreisen gefunden. Der Grundgedanke normenmäßiger Herstellung ist zwar der Maschinenindustrie entnommen; bleibt seine Verwirklichung im Bauwesen auf eine nicht allzu große Anzahl von Einzelheiten beschränkt, so kann er gutgeheißen werden; er stellt allerdings den schaffenden Architekten vor neue Aufgaben, die der Geübte einwandfrei, der Stümper dagegen vermutlich noch schlechter als bisher lösen wird. Solche Normenarbeit erfüllt aber nur dann ihren Zweck, wenn sie im Einzelfalle so unter die Handwerker verteilt wird, daß dadurch an Zeit, Geld und Menschen gespart wird; nicht das Wort „Norm" oder „Type" macht es aus, sondern der Geist, in dem es verwirklicht wird und für den Normen- oder Typenarbeit geleistet wird. Ob Typenarbeit künftig auch für Wohngrundrisse in Frage kommen soll, ist heute eine noch ungeklärte Frage; mehr und mehr drängen die Bestimmungen des Reichs über Baukostendarlehen in Verbindung mit der Ohnmacht vieler, möglichst Gutes und Wirtschaftliches zu schaffen, nach dieser Richtung.

Die weitestgehende Ausnützung des Materials samt den ihm eigenen Fähigkeiten ist indessen nur eine Seite ökonomischen Bauens; die andere die Ausnützung der menschlichen und maschinellen Kraft und der Zeit in gleichem Sinn. Es ist das Verdienst des 1915 gestorbenen Amerikaners Taylor, den Anstoß zum Studium und zur Erforschung der wissenschaftlichen Betriebsführung, zunächst in der Großindustrie, gegeben zu haben, das Verdienst des Deutschen Münsterberg in Cambridge, eines Schülers Mundts, und anderer, dem Gedanken durch weitere Forschungen und öffentliche Bekanntgabe wenigstens einigermaßen die Wege geebnet zu haben. Das Endziel ist, Wege und Mittel zu finden, mit deren Hilfe es möglich ist, Menschen, Maschinen und Zeit ökonomischer als bisher auszunutzen, ohne damit das soziale Wohlergehen oder die Gesundheit der Arbeitenden mehr als bisher zu schädigen; ein Ausnutzen menschlicher Arbeitskraft verstößt in Deutschland weit mehr gegen das soziale Gewissen als in Amerika. Diese Forderungen führen zunächst zu einer Auslese der einzelnen für einen bestimmten Beruf und in diesem für bestimmte Arbeitsverrichtungen nach seiner persönlichen Veranlagung, zu einer möglichst rationellen Gestaltung der Arbeitsmethoden, des Vorgehens bei der Arbeit und zu einer fortschrittlichen Hebung der Fürsorge für den einzelnen. Diese Gedanken in die Wirklichkeit übersetzen, heißt zunächst für jedes Handwerk das bisher Unzweckmäßige ergründen und aus der Praxis heraus Richtlinien und Leitsätze bilden, welche diese wunden Stellen enthalten, aus denen dann die Besserung abzuleiten ist.

Auch für das Baugewerke und für das Kleinhandwerk liegen die Verhältnisse hierin nicht anders, auch da kann und muß noch weit mehr durch eine bis ins kleinste gehende Erforschung und darnach aufgebaute wirtschaftliche Betriebsführung nach genauer Erforschung der maßgebenden Grundsätze herausgeholt werden. Baugewerke und Handwerk haben das erkannt und Stellung zu dieser Frage genommen; für das Baugewerke ist die Frage eingehend von dem Syndikus des Innungsverbandes deutscher Baugewerkmeister in seinem 1917 gehaltenen Vortrag „Über die Notwendigkeit wissenschaftlicher Betriebsführung im Baugewerke" behandelt worden; die Innungsverbände schlossen sich der von dem Redner vertretenen Auffassung an und bildeten Ausschüsse zur Erforschung dieses Gebiets. Soweit die Frage das Handwerk berührt, hat sie in der Schrift 1919 „Über rationelle Betriebsführung im Handwerk" von Regierungsrat Bucerius (Landesgewerbeamt Karlsruhe) eine Beantwortung gefunden; der Verfasser kommt zum Ergebnis, daß eine Gesundung und ein Wiedererstarken des Handwerks zur Voraussetzung die Erforschung der für sein Wirken maßgebenden Grundsätze hat, und dies wiederum die Bildung eines Forschungsinstituts für rationelle Betriebsführung im Handwerk; die badischen Handwerkskammern und die Landes-Wirtschaftsstellen haben dieser Anregung zugestimmt und die Errichtung eines Forschungsinstituts für Baden in Aussicht genommen.

Die umbildende Gegenwart greift zwar zunächst das praktische Leben an, sie darf aber auch jene Bildungsstätten nicht verschonen, wo der junge ins Leben Hinaustretende für die Praxis ausgebildet werden soll, an den Hochschulen, an Bau- und Gewerbeschulen. Unzeitgemäße Lehre und Anschauung muß auch aus diesen Bildungsstätten ausscheiden. Wirtschaft und Technik müssen auch hier in engere Fühlung treten, sollen sie nicht dem Rufe der Rückständigkeit verfallen, aus dem sie sich dann schwer und langsam nur erholen. Jene Bildungsstätten werden an der Spitze marschieren, die ihren Lehrplan am raschesten den neuen Verhältnissen angepaßt haben, die veralten, die im alten Trab weitergehen; es handelt sich auch hier um die zeitige Umstellung des Lehrkörpers.

Schon heute gestehen manche Leiter von Schulen und Leiter von Behörden, wir waren auf die rasche Umbildung der Dinge nicht vorbereitet, uns fehlt das Rüstzeug im Kampf hierfür. 'Diese Lehr- und Bildungsstätten werden auch mitberufen sein, auf dem Gebiet der wirtschaftlichen Betriebsführung, die wissenschaftlich in Deutschland von ihnen ausging, mitzuarbeiten, sei es rein theoretisch oder in Verbindung mit Versuchswerkstätten, die heute eine Schule noch weniger als früher entbehren kann.

Es liegt in der natürlichen Entwicklung der Dinge begründet, daß bei einer so raschen Entwicklung der Verhältnisse, wie sie uns die letzten zwei Jahre gebracht haben, nicht alles so bleiben wird, wie es der Augenblick entstehen ließ, der Satz muß von dem klaren Wasser, das Vorübergehende von dem dauernd Guten geschieden werden. Was haben uns die letzten zwei Jahre an Bereicherung im Forschen und Wissen der Baukunst und der Bautechnik gebracht, wie haben sie den Techniker, Grundsätze, Hausbau und Technik gewandelt? Was wird vorübergehen, und was wird dauernd bleiben?

Zunächst dauernde Bereicherung unseres Wissens auf dem Gebiet der Wohnungs- und Siedelungstätigkeit, auf dem weitergebaut werden muß, ein Verständnis und eine Vertiefung in die Wohn- und Lebensstätten des einfach Lebenden, die Herausbildung bestimmter Wohnsysteme und Wohnformen, das Erfassen des Wesens des Bebauungsplans und der Eigenart des Kleinbaues in seinem ganzen Baukörper, ein Grübeln und Studieren und Auswerten des Gehaltes der einzelnen Baustoffe und danach die Wahl der Baukonstruktionen, also Betonung des guten Architekten vor dem Stümper, der — schon des Geldes wegen — auf dem Gebiete nicht mehr mitmachen kann; viele der heute gepriesenen und auf Ausstellungen sichtbaren Konstruktionen werden dauernden Wert nicht, vorübergehenden kaum behalten. So, wie man das Material besser auswerten will, wird man künftig auch Menschen, Maschinen und Zeit wirtschaftlicher ausnützen wollen. Die Baupolizei wird die Auslegung und Anwendung der geltenden Bestimmungen den veränderten Verhältnissen anpassen müssen, nicht etwa in dem Sinne, daß sie auf die Anwendung völlig verzichtet, sondern daß sie diese im Geiste der Neuzeit anwendet. Der Begriff Heimatschutz muß sich wandeln, er muß weitherziger als bisher ausgelegt werden. Endlich hat

der Krieg auch das Gesamtbild der Stadt gestreift, ergriffen durch Bildung neuer Siedelungen, durch Umschichtung von Menschen und Industrie; den Bebauungsplan hat er damit aus dem Gleichgewicht geworfen.

Der Krieg hat die Gegenwart in ihrer Entwicklung vielfach in die Vergangenheit zurückgeworfen, auf dem Gebiete des Bauwesens dagegen wissenschaftlich gefördert; er hat gezwungen, den Winterschlaf der Vergangenheit aufzugeben und die Probleme an den verschiedensten Enden rasch zu erfassen und weiter zu bilden. In Jahren wird man, wie ich glaube, bewundernd gestehen, daß wir in diesen Jahren viel und vieles gelöst haben und man wird Baden auch nachrühmen, daß es seine Pflichten der Menschheit gegenüber in dieser Zeit nicht bürokratisch engherzig und fiskalisch allein erfüllt habe, sondern daß auch der Geist des Wohlwollens und der Nächstenliebe und Menschenwürdigkeit den Bestrebungen eine besondere Note gab. Nach Jahrzehnten aber erst wird man erfassen, wie rasch, wie gründlich und wie häufig sich auch auf diesem Gebiet Anschauungen und Taten infolge des Krieges wandeln mußten.

WASSERTÜRME AUS EISENBETON IM MITTELDEUTSCHEN INDUSTRIEGEBIET.

Von Dipl.-Ing. Spangenberg,

Direktor der Akt.-Ges. Dyckerhoff & Widmann in Dresden.

In den letzten Jahren hat die zunehmende Ausbeutung und Verwertung der Braunkohlenlager Mitteldeutschlands eine außerordentliche industrielle Entwicklung in der Provinz Sachsen und in den benachbarten Landesteilen herbeigeführt, so daß man wohl mit Recht jetzt schon von einem mitteldeutschen Industriegebiet sprechen kann. Namentlich die chemische Großindustrie hat sich in neuerer Zeit in dieser Gegend angesiedelt und Fabrikanlagen größten Stils errichtet. Begünstigt wurde diese Entwicklung durch die Kriegsverhältnisse, da man die Neubauten für die Kriegsindustrie mit Rücksicht auf die Einwirkung der feindlichen Kriegsmittel, namentlich der Fliegerangriffe, möglichst in das Innere Deutschlands zu legen suchte.

Neben der Braunkohle, die in großen Dampferzeugungsanlagen zumeist in nächster Nähe der Gewinnungsstellen verwertet wird und das eigentliche Lebenselement dieser großen Fabriken bildet, ist das Wasser der wichtigste Betriebsstoff für die chemischen Industrien. Es wird nicht nur als Speise- und Kühlwasser für die Dampfzentralen der Fabriken, sondern auch in größem Umfange als Betriebswasser für die verschiedenen chemischen Fabrikationen selbst gebraucht, so daß der tägliche Wasserbedarf solcher Fabriken dem einer mittleren Großstadt gleichkommt. Die baulichen Anlagen für die Gewinnung, Aufspeicherung und Verteilung des Wassers erreichen daher beträchtlichen Umfang; die konstruktiv interessantesten und äußerlich eindrucksvollsten Bauwerke sind dabei die großen Wassertürme, die weithin sichtbar zumeist die ganze Werksanlage beherrschen, oft sogar dem gesamten Landschaftsbilde das Gepräge geben.

Im nachstehenden sind 4 solcher Wassertürme aus Eisenbeton beschrieben, die während der Jahre 1915 bis 1919 von der unter Leitung des Verfassers stehenden Dresdner Niederlassung der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G., für große chemische Fabriken in Mitteldeutschland entworfen und ausgeführt worden sind. Soweit nicht anders bemerkt, erfolgte dabei die architektonische Bearbeitung der Entwürfe in den bautechnischen Büros der Auftraggeber selbst. Es muß besonders anerkannt werden, daß die Bauherrschaften trotz der Eile und der sonstigen Schwierigkeiten der Ausführung in der Kriegszeit doch Interesse für eine gute architektonische Ausgestaltung dieser Wassertürme hatten und entsprechende Mittel dafür bereitstellten, so daß auch äußerlich befriedigende Lösungen entstanden sind.

Die konstruktive Durchbildung der Entwürfe geschah nach den gleichen Grundsätzen, wie bei einer Anzahl Eisenbetonwassertürme, die in den Jahren 1908 bis 1913 vom Verfasser in Süddeutschland erbaut worden sind und über die in der Zeitschrift „Armierter Beton" 1915, Heft 3, berichtet ist. Es darf daher auf die allgemeinen Ausführungen dieser Abhandlung verwiesen werden, jedoch seien unter Hinweis auf die nachstehenden Abbildungen 2, 5, 9 und 16 folgende Hauptgesichtspunkte der konstruktiven Ausbildung noch besonders hervorgehoben:

Die Tragkonstruktion des Turmgerüstes besteht aus kräftigen Eisenbetonsäulen, zumeist 8 an der Zahl, die in der Umfangsfläche des Turmes angeordnet und durch horizontale Versteifungsringe miteinander verbunden sind. Die Behälter und Zwischendecken spannen sich frei zwischen diesen Turmgerüstsäulen, so daß statisch klare Gebilde entstehen und in dem von Unterstützungskonstruktionen nicht durchschnittenen Innenraum des Turmes reichlich Platz für Treppenanlagen, Rohrleitungen und sonstige Betriebseinrichtungen bleibt. Die Mehrzahl der Türme sind vollkommen geschlossene Baukörper, deren in Mauerwerk oder Beton ausgeführte Umfassungswände sich zwischen das Eisenbetongerüst spannen und gleichzeitig einen wirksamen Schutz der Behälter gegen die Einflüsse der Außentemperatur bilden. Dabei ist zur besseren Temperaturisolierung für entsprechende Luftzwischenräume zwischen Umfassungs- und Behälterwänden gesorgt; sofern jedoch aus konstruktiven Gründen die beiden Wände sehr nahe aneinander liegen, wie bei den Turmköpfen der Abbildungen 5 und 16, ist die Isolierung durch eine Schicht von 5 cm starken imprägnierten Korkplatten bewirkt.

Charakteristisch für die hier beschriebenen Türme ist der Umstand, daß sie im Gegensatz zu den früher beschriebenen Ausführungen sämtlich mehrere übereinander angeordnete Behälter enthalten. Dadurch wird der konstruktive Aufbau der Türme erheblich verwickelter, die Anpassungsfähigkeit und Bildsamkeit des Eisenbetons fällt dabei aber um so mehr ins Auge. So macht die Vorbeiführung der Tragsäulen an den unteren Behältern besondere konstruktive Maßnahmen, z. B. Konsolkonstruktionen, an dieser Stelle nötig, wenn man im Interesse der Kostenersparnis den Durchmesser des Turmschaftes möglichst gering halten will. Aus diesem Grunde ist auch die Treppenanlage durch die unteren Behälter stets in einem mittleren Steigschacht durchgeführt, weil auf diese Weise am wenigsten nutzbarer Behälterraum verloren geht.

Die Behälter selbst sind durchweg als Rotationskörper aus Eisenbeton ausgebildet, und zwar die Wandungen in der Hauptsache als Zylinderflächen, die Böden als Kugelflächen. Abgesehen von den geringen Biegungsbeanspruchungen infolge der Verbindung von Wand und Boden entstehen so durch gleichmäßig verteilteringförmige, zur Rotationsachse konzentrische Belastungen — wie es Eigengewichte und Wasserdrücke sind — nur Normalkräfte in den Behältern. Dagegen erfordern Behälter mit ebenen Böden und Wänden infolge der auftretenden Biegungsbeanspruchungen nicht nur einen erheblich größeren Materialaufwand, sondern es läßt sich auch, wenigstens bei größeren Behältern, die Anordnung einer besonderen tragenden Plattenbalkendecke, getrennt von dem horizontalen Behälterboden, kaum vermeiden. Im Gegensatz hierzu bilden die hier angewandten Kuppelkonstruktionen sowohl Boden als auch Tragkonstruktion der Behälter, wobei der Schub der Eisenbetonkuppel durch den am unteren Rande angeordneten Zugring aufgenommen wird, der meistenteils zugleich das Auflager des Behälters auf dem Traggerüst bildet. Will man auch hier eine Trennung

der Behälterkonstruktion vom Turmgerüst vornehmen, um schädliche Wirkungen ungleichmäßiger Setzungen und Windbeanspruchungen des Turmgerüstes vom Behälter fern zu halten, so ist dies in einfachster Weise durch eine mit Asphaltpappe isolierte Fuge unter dem Zugring der Behälter möglich.

Die in den Behälterkonstruktionen auftretenden Zugkräfte sind rechnerisch den Eiseneinlagen allein zugewiesen, jedoch sind die Betonabmessungen allenthalben so stark gewählt, daß die im Verbundquerschnitt $f_e + n \cdot f_b$ tatsächlich auftretenden Betonzugspannungen den Wert von 12 kg/qcm nicht überschreiten, um Rißbildungen, welche die Wasserdichtheit gefährden könnten, unbedingt zu vermeiden.

Die Wasserdichtheit der Behälter ist, wie in den früher beschriebenen Ausführungen, durch einen ohne irgendwelche Zusätze in sorgfältigster Weise auf der Innenseite der Behälter aufgebrachten wasserdichten Zementverputz erzielt, der sich auch bei den hier beschriebenen Behältern tadellos bewährt hat. Dieses trotz aller Schwierigkeiten der Kriegszeit erzielte

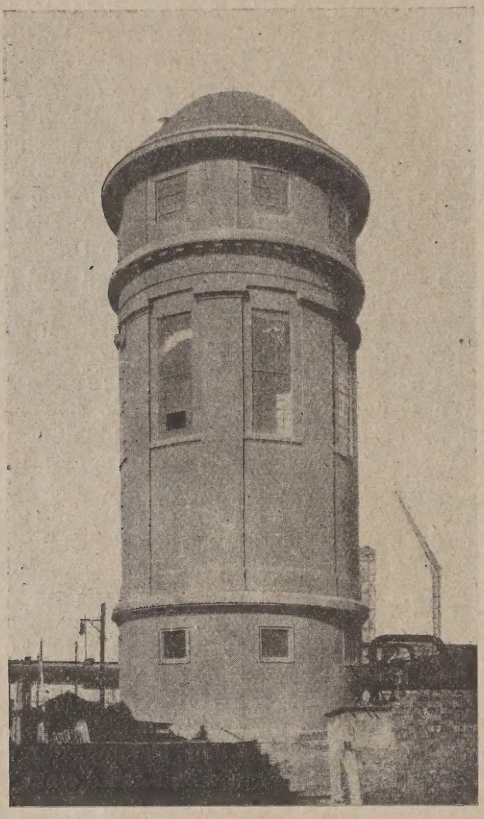


Abb. 1. Wasserturm bei Merseburg

Ergebnis spricht ebenso für die Güte der verwendeten deutschen Portlandzemente, wie für die gewissenhafte Herstellung des Putzes durch einen langjährig geschulten Arbeiterstamm der ausführenden Firma.

Anschließend an diese allgemeinen Gesichtspunkte sind nachstehend die 4 Wassertürme im einzelnen beschrieben, bei deren Entwurfsbearbeitung und Bauausführung die Oberingenieure Mund, Burmeister und Bellak der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G., besonders beteiligt waren.

1. Wasserturm für eine chemische Fabrik bei Merseburg.

Dieser 40 m hohe Wasserturm (Abb. 1. u. 2) bildet einen geschlossenen zylindrischen Baukörper, der durch zwei wulstförmige Gesimse in Höhe der Behälterunterkanten gegliedert und im mittleren Teil durch 8 Pilaster und ebenso viel große Fenster belebt ist. Die 8 Haupttragsäulen sind ohne Absatz bis zu dem stark ausladenden Hauptgesims aus Eisenbeton durchgeführt, über dem sich das leicht geschweifte Dach als Eisenbetonkuppel von 10 cm mittlerer Stärke wölbt. Zwischen den Säulen spannen sich ½ Stein starke Backsteinwände als lotrechte Gewölbe, ihre Außenflächen tragen einen warmen gelblichen Verputz, das Dach ist mit grünem Ruberoid gedeckt.

Der untere Behälter von 600 cbm Inhalt ruht mit seinem Zugring auf einem kräftigen profilierten Ringträger, der die

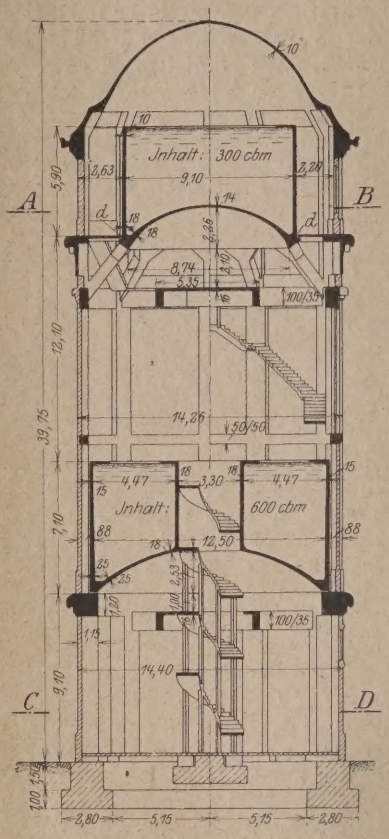


Abb. 2 a.

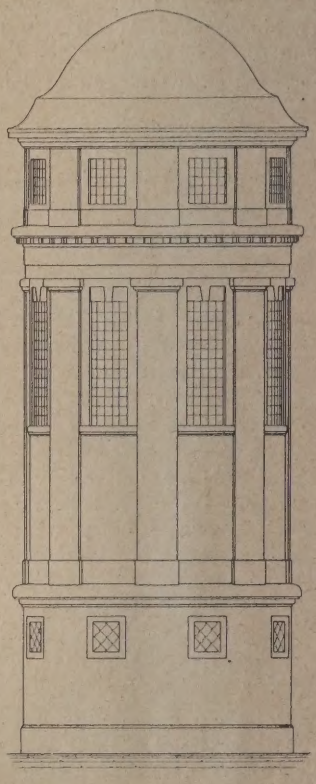


Abb. 2 b.

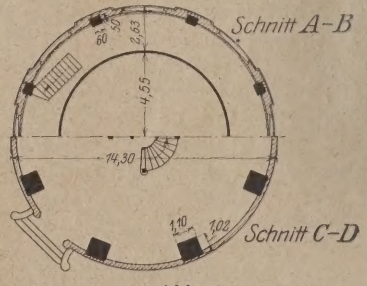


Abb. 2 c.

Abb. 2a—c. Wasserturm bei Merseburg. Ansicht und Schnitte.

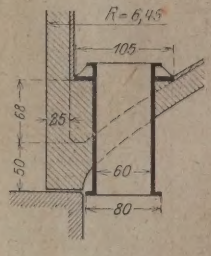


Abb. 3. Formstück zur Einführung der Rohrleitung in den Behälter.

8 Umfassungssäulen verbindet. Zwischen Zugring und Ringträger ist eine horizontale Trennungsfuge mit einer Lage Asphaltpappe angeordnet; in dem Zugring wirkt die bedeutende Ringkraft von 123 t, die durch 20 Rundeisen von 28 mm ⌀ bei einer Beanspruchung der Eisen von 1000 kg/qcm aufgenommen wird, während der auf Biegung und Torsion beanspruchte Ringträger mit 6 Eisen von 24 cm ⌀ bewehrt ist. Der kleinere obere Behälter von 300 cbm Inhalt steht mit dem Traggerüst in fester Verbindung, jedoch ist die Tragplatte des oberen Umganges in einer ringsumlaufenden Fuge bei d (Abb. 2a) beweglich auf den Behälter gelagert. Gegen die Hauptsäulen stützt sich der Behälter mittels 8 schräger Streben, die in einer Kegelmantelfläche liegend, die Fortsetzung des Kugelbodens bilden und deren Schub durch einen Zugring aufgenommen wird, der

gleichzeitig die Hauptsäulen versteift. Diese erstmalig bei dem Wasserturm Hockenheim in Baden (vergl. Armierter Beton 1915, Heft 3, Seite 9) im Jahre 1909 angewandte Konstruktion bietet den Vorteil, daß der Raum unter dem Behälter frei von Stützen bleibt und sehr gut belichtet ist. Der Revisionsboden unter dem Behälter ist ebenso wie bei dem unteren Behälter aus Ersparnisgründen nicht als volle Eisenbetondecke ausgebildet, sondern zwei Paar sich rechtwinklig kreuzender Balken tragen nur einen mittleren quadratischen Podest von rd. 5 m Seitenlänge.

Die Zugängigkeit vermittelt bis Oberkante des unteren Behälters eine Eisenbetonwendeltreppe, die mit einer mittleren Öffnung von 1,1 m lichter Weite zur Durchführung der zwei 300 mm starken Rohrleitungen für den oberen Behälter versehen ist. Trotz der sehr verwickelten Schalung mußte man sich zur Ausführung der Treppe in Eisenbeton entschließen, da wegen der Kriegsverhältnisse die rechtzeitige Beschaffung einer geeigneten eisernen Treppe auf Schwierigkeiten stieß.

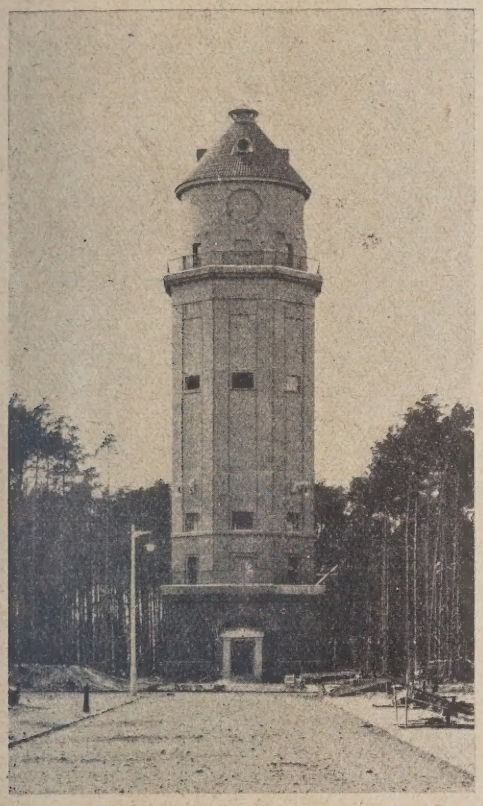


Abb. 4. Wasserturm bei Güsen.

Innerhalb des Steigschachtes des unteren Behälters ist die Treppe aus der Behälterwandung ausgekragt, der Teil der Treppe unter dem Behälter ist dagegen durch eine Fuge von der Behälterkonstruktion getrennt und steht auch mit dem unteren Tropfboden nicht in Verbindung, sondern wendelt sich zwischen 8 senkrechten Eisenbetonstützen, die unabhängig auf einer besonderen Fundamentplatte gegründet sind. In Höhe der Oberkante des unteren Behälters vermittelt ein in der Zeichnung nicht dargestellter Eisenbetonsteg über dem Behälter die Verbindung mit der zum oberen Behälter führenden Treppe, die an der inneren Turmwandung angeordnet ist.

Für die Einführung der Rohrleitungen in die Behälterböden sind auf Vorschlag der Bauleitung besondere Paßstücke (siehe Abb. 3) beim Bau mit einbetoniert worden. An sich sind derartige Formstücke nicht erforderlich, sondern die Rohre können bei der Montage eingebaut und gedichtet werden; die Paßstücke bieten aber den Vorteil, daß der Einbau der Rohrleitungen später nach Fertigstellung des Betonbaues ohne neue Dichtungs- und Verputzarbeiten vorgenommen werden kann.

Gegründet ist der Turm auf ein armiertes, ringförmiges Betonfundament, das die in den Säulen wirkenden Druckkräfte ($\sigma_{b\,max}$ = 32 kg/qcm) verteilt und den aus vorzüglichem Kiessand bestehenden Baugrund mit 3,5 kg/qcm belastet. Das Bauwerk wurde in der Hauptsache im Herbst 1916 aufgeführt, die Restarbeiten nach dem sehr strengen Winter im Frühjahr 1917.

2. Wasserturm für die Chemische Fabrik Güsen (Bez. Magdeburg).

Die endgültige architektonische Ausbildung dieses im Jahre 1917 erbauten 43 m hohen Turmes (Abb. 4) erfolgte auf Grund zahlreicher Vorentwürfe der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G., durch das unter Leitung des Architekten Frenz stehende Baubüro der Deutschen Sprengstoff-Akt.-Ges., Hamburg. Auf einem quadratischen Sockel erhebt sich der achteckige Mittelbau, der oben in 30 m Höhe durch eine Aussichtsgalerie abgeschlossen ist, über der sich der runde, durch ein mit Biberschwänzen eingedecktes Kegeldach bekrönte Turmkopf aufbaut. Da die gesamte Fabrikanlage in Ziegelrohbau errichtet ist, wurde diese Bauweise auch für den Wasserturm als äußere Verkleidung gewählt, wodurch allerdings die Eisenbetonkonstruktion von außen nicht erkennbar wird. Das Bauwerk (Abb. 5a, b, c) ruht auf einer ringförmigen Eisenbetonplatte von 6,5 m Breite und 1,5 m Stärke. Gegenüber dem ursprünglich vorgesehenen Ringfundament machte sich die Verbreiterung auf das vorstehend genannte Maß nötig, da sich bis in beträchtliche Tiefe ziemlich weicher, feiner Sand vorfand, auf dem nur eine Flachgründung mit nicht mehr als 2 kg/qcm Bodendruck zweckmäßig erschien.

Im Innern enthält der Turm 3 gleichgroße Behälter von je 250 cbm Inhalt; die Ringkräfte in den Zugringen am Fuß der Kuppelböden liegen wegen der etwas verschiedenen Form der drei Behälter zwischen 56 t und 67 t. Während die beiden unteren Behälter auf Ringträgern ruhen, die nur wenig vor den 8 Haupttragsäulen nach innen hervorragen, wird der obere Behälter wegen des geringeren Durchmessers des Turmkopfes, ähnlich wie bei dem ersten Beispiel, durch eine Stützkonstruktion von allerdings nur schwach geneigten Schrägstreben getragen. Bei den beiden unteren Behältern ist zwischen Zug-

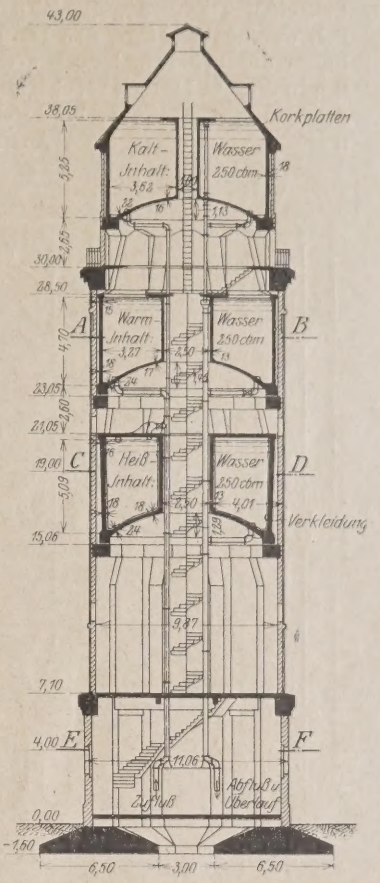


Abb. 5a.

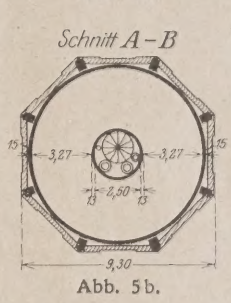


Abb. 5b.

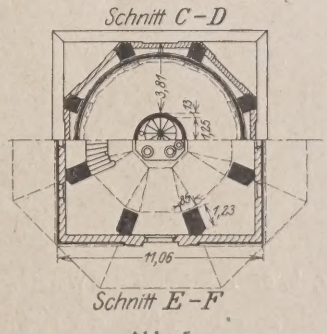


Abb. 5c.

Abb. 5a–c. Wasserturm bei Güsen. Senkrechter Schnitt und wagerechte Schnitte.

ring und Ringträger wiederum eine Trennungsfuge angeordnet, die hier besonders geboten erschien, weil diese Behälter mit Wasser von 80° bzw. 40° gefüllt werden und daher durch eine bewegliche Lagerung gegenüber dem Turmgerüst die Möglichkeit einer Temperaturausdehnung erhalten sollten. Ursprünglich war beabsichtigt, den Heißwasserbehälter als eisernen Behälter auszuführen, jedoch erwies es sich als ganz unmöglich, ihn in diesem Material rechtzeitig zu beschaffen. Auf Drängen der Bauherrschaft entschloß sich die Firma Dyckerhoff & Widmann schließlich zu einer Ausführung in Eisenbeton, obgleich

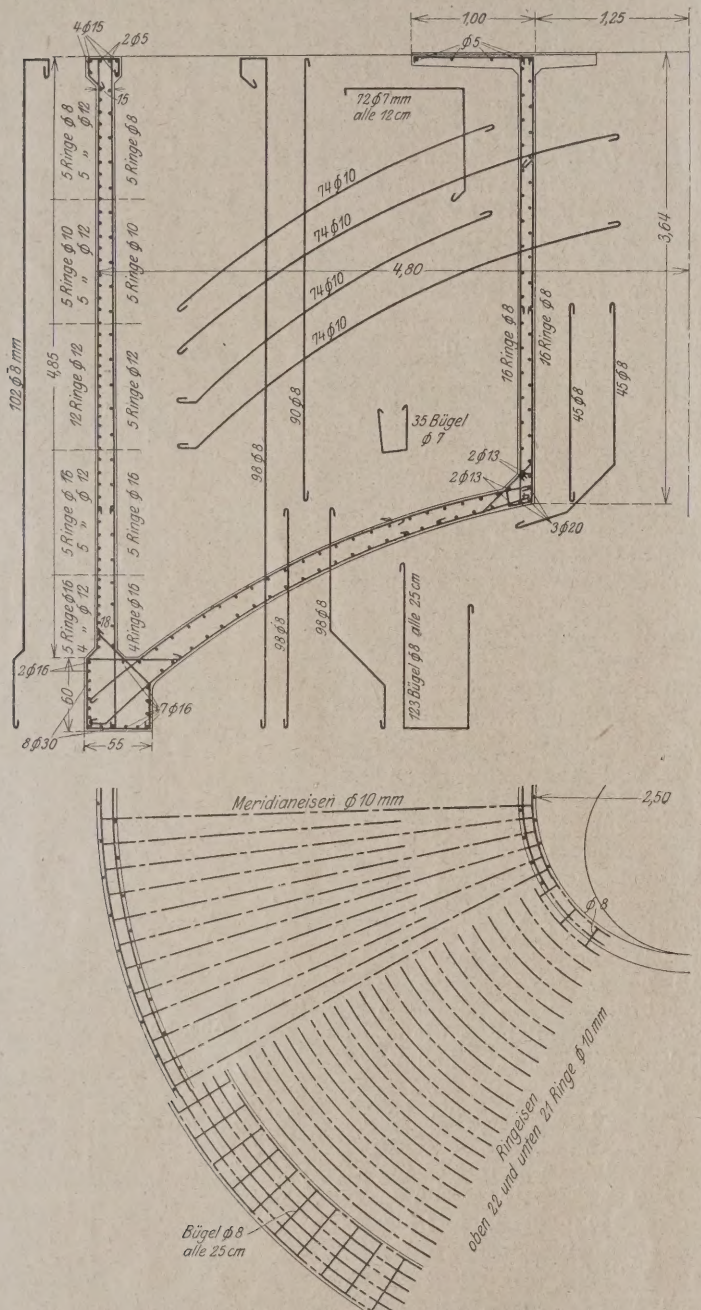


Abb. 6. Bewehrung des Warmwasserbehälters im Wasserturm Güsen.

ihr Erfahrungen über die Bewährung von Eisenbetonbehältern für Flüssigkeiten von 80° Temperatur nicht zur Verfügung standen. Zur Verminderung der Temperaturspannungen ist im Innern des Behälters über dem wasserdichten Putz eine 7 cm starke Isolierschicht aus braunen Tonplatten vorgeblendet, und mit Rücksicht auf diese Isolierung wurde bei Berechnung der zusätzlichen Biegebeanspruchung infolge der ungleichmäßigen Erwärmung mit einem Temperaturgefälle von 40° zwischen Innen- und Außenfläche der Eisenbetonwandungen gerechnet. Bei einem Temperaturgefälle von t^0 und einer Wandstärke von d cm entsteht nach der Elastizitätstheorie in einem ringförmigen Stabe ein Biegungsmoment $M = \frac{E J \alpha t}{d}$, wobei E die Elastizitätszahl, α der Ausdehnungskoeffizient des Betons und $J = \frac{100 \cdot d^3}{12}$ das Trägheitsmoment des Betonquerschnittes ist. Für eine mittlere Wandstärke von d = 18 cm und ein Temperaturgefälle von t = 40° ergibt sich unter Annahme von E = 140 000 kg/qcm und α = 0,000 012 ein Biegungsmoment von 182 000 cmkg auf 1 m Wandhöhe, das bei der Bemessung der Ringarmierung berücksichtigt wurde. Bei dem Warmwasserbehälter mit 40° Wassertemperatur, der eine besondere Auskleidung nicht erhielt, ist entsprechend mit einem Temperaturgefälle von 20° und also mit einem halb so großen Zusatzmoment gerechnet. Infolge der ungleichmäßigen Erwärmung der Behälterwände von innen her entstehen außen Zugspannungen, innen Druckspannungen, so daß eine Rissebildung in dem innenliegenden wasserdichten Verputz nicht zu befürchten ist. Abb. 6 zeigt die Eiseneinlagen des Warmwasserbehälters und gibt gleichzeitig ein typisches Beispiel für die Bewehrung derartiger zylindrischer Behälter mit Kugelboden und innerem Steigschacht.

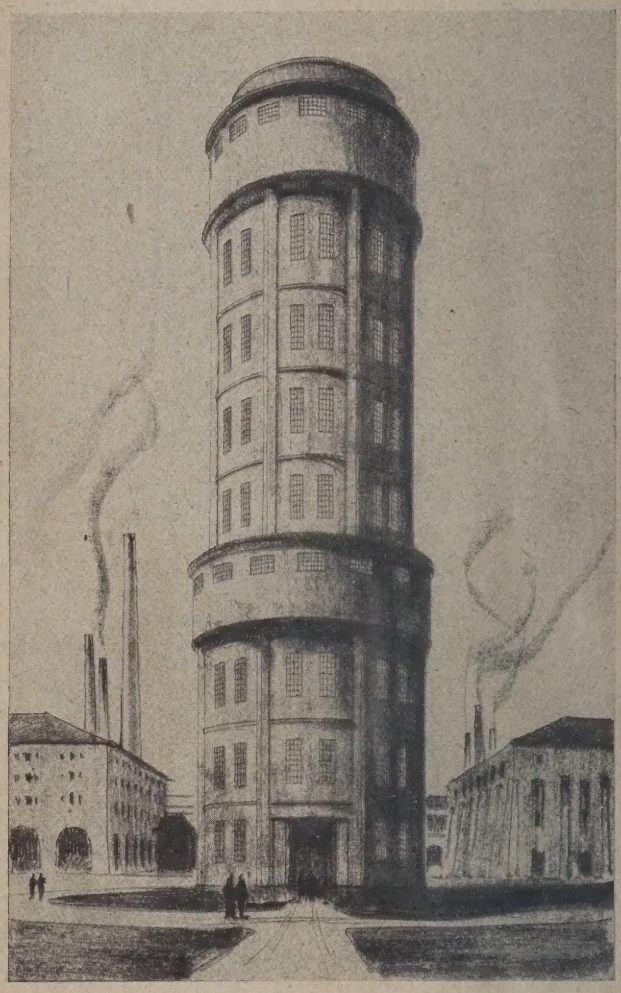


Abb. 7. Wasserturm Lauta (Wettbewerbs-Entwurf).

Die Treppenanlage des Turmes besteht im mittleren Teile aus einer sogenannten Jolyschen eisernen Wendeltreppe, die an Ort und Stelle aus einzelnen gußeisernen Stufen mittels einer schmiedeeisernen Spindel zusammengesetzt wird. Da es nicht möglich war, eine geeignete eiserne Treppe mit mittlerer Aussparung für die Rohrleitung zu beschaffen, wurde die Wendeltreppe exzentrisch im Treppenschacht angeordnet (s. Abb. 5b.

und c), so daß neben der Treppe ein entsprechender Platz für die Rohrleitungen freiblieb. Im Aufriß (Abb. 5a) sind übrigens die Rohrleitungen etwas seitlich verschoben dargestellt, um den Treppenlauf selbst in der Zeichnung nicht zu verdecken.

3. Wasserturm für das Aluminiumwerk Lauta (Niederlausitz).

Auch für diesen Turm war ursprünglich eine Ausführung mit geschlossenem Turmschaft vorgesehen. Auf Grund eines von der bauleitenden Firma, der Chemischen Fabrik Griesheim-Elektron, angegebenen Programms nebst Vorentwurf wurde ein Wettbewerb ausgeschrieben, bei dem der von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. gemeinsam mit dem Architekten Ernst Rentsch-Berlin ausgearbeitete Entwurf

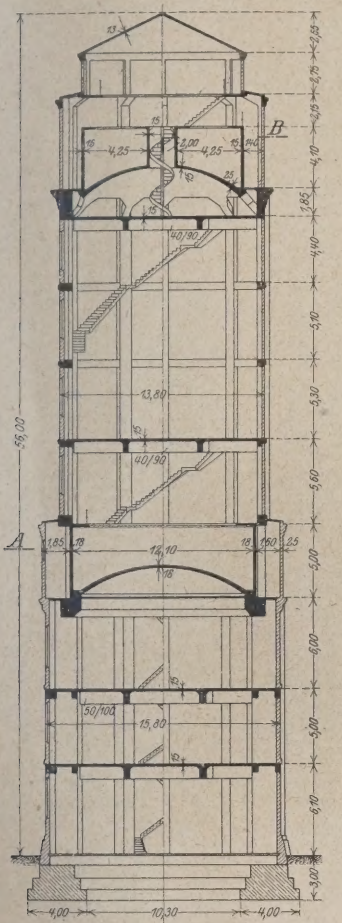


Abb. 8.
Wasserturm Lauta Wettbewerbs-Entwurf, Schnitte.

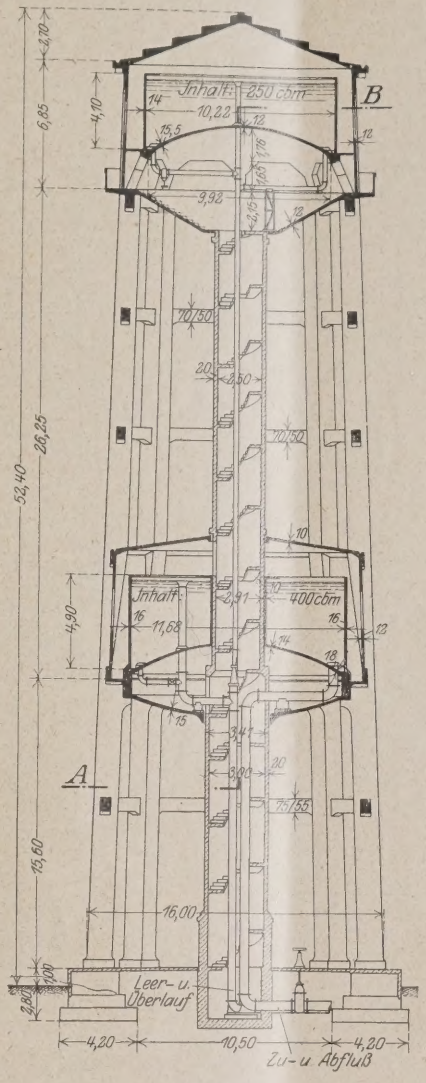


Abb. 9a.

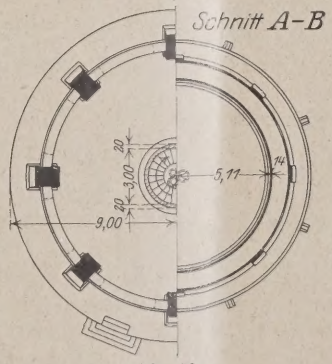


Abb. 9b.

Abb. 9a—c. Wasserturm Lauta Ausführungs-Entwurf Schnitte u. Ansicht.

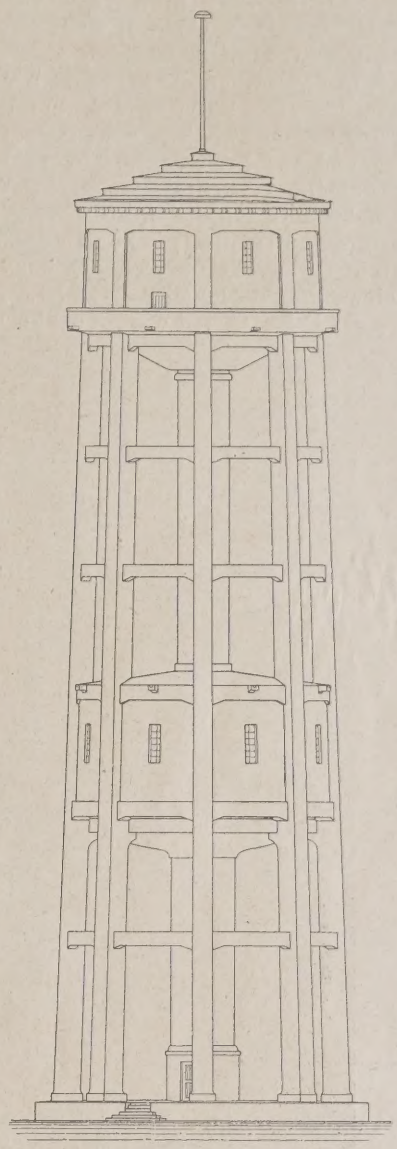


Abb. 9c.

für derartige geschlossene Türme den von ihr für den Wasserturm vorgesehenen Betrag erheblich überstiegen, wobei allerdings zu berücksichtigen ist, daß die Entwürfe auf Grund des gegebenen Programms in bezug auf Raumausnutzung, Treppenführung usw. ziemlich reich ausgebildet waren. Die Bauherrschaft wollte daraufhin zur Kostenersparnis einen ganz schmucklosen eisernen Turm mit offenem Gerüstunterbau und Kugelbehältern zur Ausführung bringen; es gelang jedoch dem Verfasser, durch einen Gegenentwurf in Eisenbeton auf gleicher Grundlage, also als reiner Nützlichkeitsbau mit offenem Turmgerüst, den Beweis der Wettbewerbsfähigkeit des Eisenbetons zu führen. Aus diesem Entwurf ist dann durch die architektonische Bearbeitung in dem unter Leitung des Baumeisters Simon stehenden Baubüro der Chemischen Fabrik Griesheim-Elektron die in Abb. 9c und Abb. 10 dargestellte Turmform entstanden. Obgleich die durch Betriebsrücksichten bedingte Höhenlage des unteren Behälters für die architektonische Gestaltung recht ungünstig ist, so sind doch durch Verstärkung der Turmsäulen, durch gute Aufteilung der Versteifungsringe und durch geschickte Anschlüsse des Treppenschachtes an die

(siehe Abb. 7 und 8) an sich als der für die Ausführung geeignetste befunden wurde. Jedoch mußte die Bauherrschaft aus den eingereichten Kostenanschlägen ersehen, daß die Kosten

Behälterumbauten mit geringen Mehraufwendungen wesentliche Verbesserungen gegenüber dem reinen Zweckmäßigkeitsentwurf und damit eine ganz gefällige äußere Form erzielt worden, wenn natürlich auch die monumentale Wirkung des geschlossenen Turmes (Abb. 7) nicht erreicht werden konnte.

Die Konstruktion ist aus den Abb. 9a und b ersichtlich, die auch recht deutlich die sparsamere Ausbildung gegenüber dem ursprünglichen Entwurf (Abb. 8) erkennen lassen. Da die Umfassungswände zwischen den Säulen fehlen, ist zur Verbilligung und zur Erzielung statischer Klarheit hier auf ein Ringfundament verzichtet, vielmehr sind die 8 Säulen auf Einzelfundamente gegründet, zwischen die sich eine lotrechte Eisenbetonwand spannt, welche den durch eine Erdauffüllung gebildeten Turmsockel seitlich abschließt, während er oben durch einen Betonboden abgedeckt ist. Ausbildung und Auflagerung der Behälter sind wiederum ähnlich wie bei den vorher

Abb. 10. Wasserturm Lauta.

behandelten Beispielen erfolgt; der Zugring (Ringkraft 110 t) des größeren unteren Behälters von 400 cbm Inhalt für Betriebswasser ruht mittels Trennungsfuge auf dem von 8 Konsolen der Haupttragsäulen gefaßten Tragring, der obere Trinkwasserbehälter von 250 cbm Inhalt ist durch 8 Schrägstreben auf die Tragsäulen abgestützt. Da das dem Grundwasser entnommene Trinkwasser etwas kohlensäurehaltig ist, so daß bei lang dauernder Einwirkung und häufigerem Wechsel der Füllung die Möglichkeit einer schädlichen Einwirkung auf den wasserdichten Verputz nicht ausgeschlossen schien, wurde der obere Behälter mit einem sorgfältigen doppelten Schutzanstrich von Asphaltlack versehen. Das Betriebswasser des unteren Behälters ist dagegen chemisch neutrales Flußwasser aus der Schwarzen Elster.

Bei einem solchen Eisenbeton-Wasserturm mit offenem Gerüst erfordert die Temperaturisolierung der Behälter besondere Maßnahmen, indem jeder Behälter durch einen aus Boden, Wand und Dach bestehenden Umbau einzuschließen und auf diese Weise mit isolierenden Luftschichten zu umgeben ist. Als Böden sind hier, veranlaßt durch die vom Architekten gewünschte Gestaltung, eigenartige Hängeböden aus Eisenbeton in Form eines umgekehrten Kegel- bzw. Kuppelbodens gewählt, die für eine Nutzlast von 300 kg/qcm berechnet wurden. Abb. 11 zeigt die Bewehrung des oberen Hängebodens samt der an diesen anschließenden Aussichtsgalerie. Die Wände der Umbauten sind als 12 cm starke Eisenbetonwände ausgebildet, die beiden Dächer sind flache Kegeldächer, die eine Abdeckung aus doppelter Asphaltpappe tragen. Um auch bei dem unteren Behälter zum Zwecke der Revision einen Umgang zwischen Behälterwand und äußerer Schutzwand zu erhalten, mußten die Haupttragsäulen an dieser Stelle stark eingeschnürt werden, was sich ermöglichen ließ, da die Säulen im

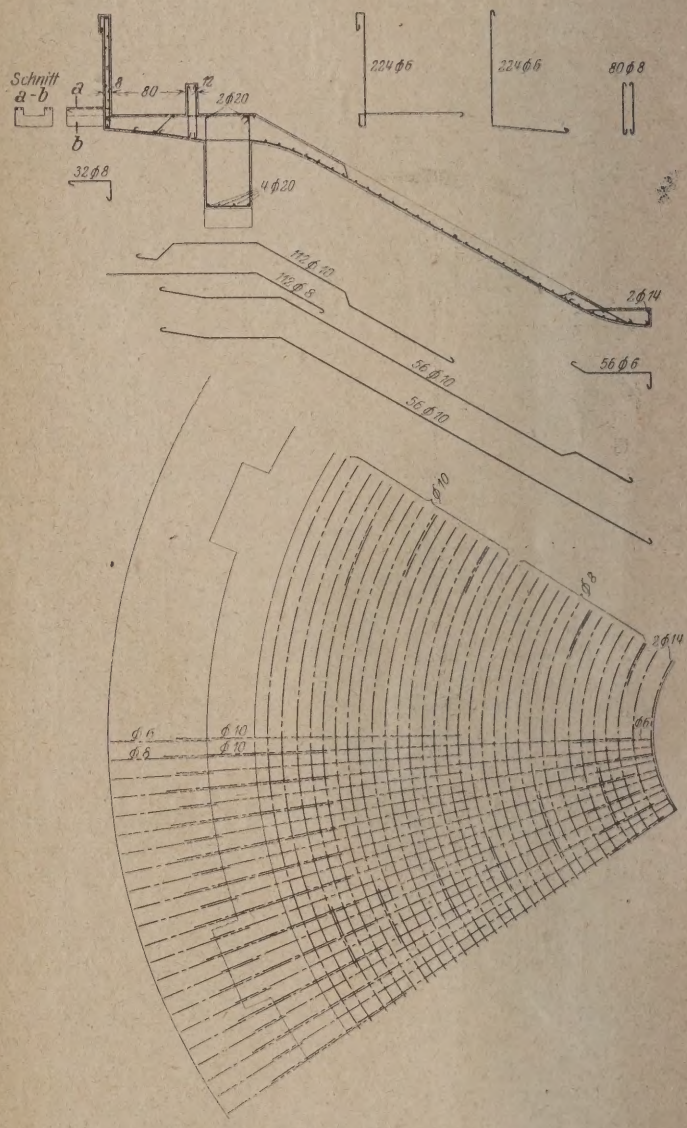


Abb. 11.
Wasserturm Lauta. Bewehrung des oberen Hängebodens und der Aussichtsgalerie.

übrigen aus architektonischen Gründen weit stärker als statisch nötig ausgebildet sind. In Abb. 12 ist diese Einschnürung und die Bewehrung einer Säule dargestellt. Die größte Beanspruchung an der Einschnürungsstelle einschließlich Beanspruchung durch Wird beträgt $\sigma_b = 32$ kg/qcm.

Da auch die Rohrleitungen gegen die Außentemperatur isoliert werden müssen, ist die Treppenanlage als geschlossener Schacht ausgebildet, wobei die Rohre in dem freien Raum innerhalb der Wendeltreppe angeordnet sind (siehe Abb. 9a). Der Treppenschacht ist besonders gegründet und vollkommen

unabhängig von der übrigen Turmkonstruktion hochgeführt. Der untere Behälter, sein Dach, sowie beide Hängeböden sind also durch Fugen von der Treppenanlage getrennt, vor allem, weil sonst auch die statische Wirkungsweise der als frei gespannte Rotationskörper ausgebildeten Konstruktionen beeinträchtigt werden würde. Der Treppenschacht ist aus Betonsteinen aufgemauert und auch die Wendeltreppe besteht aus

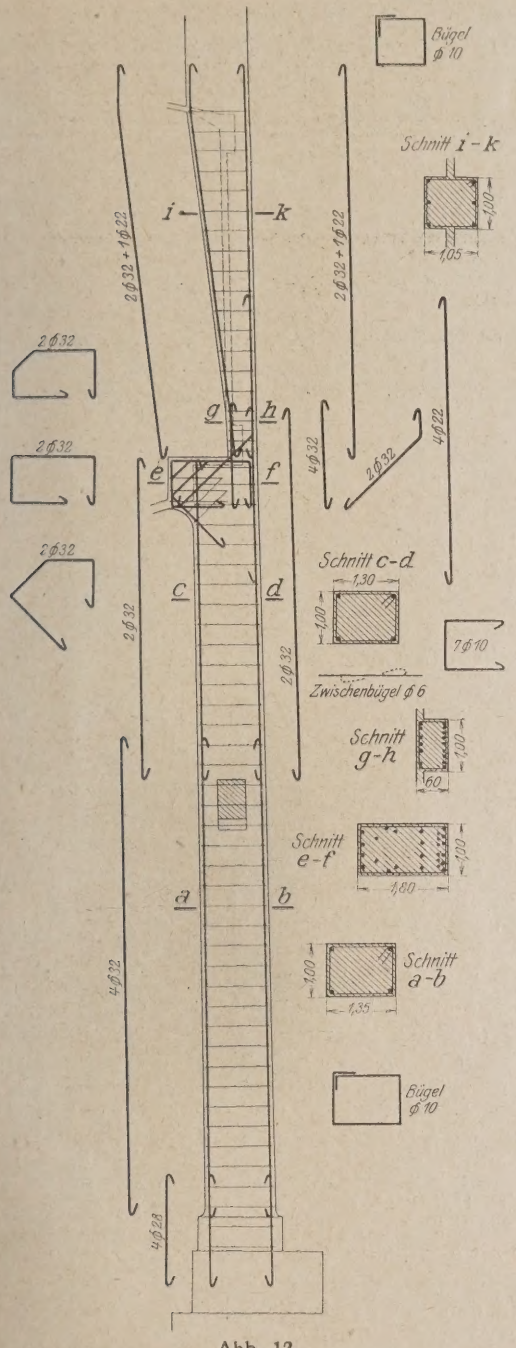


Abb. 12.
Wasserturm Lauta, Bewehrung einer Hauptragsäule.

fertigen Eisenbetonstufen, die am Bauplatz hergestellt und gleichzeitig mit dem aufgehenden Schachtmauerwerk verlegt worden sind. Auf diese Weise wurde die bei normaler Ausführung zweifellos sehr schwierige Schalarbeit des runden Turmschachtes und der gewendelten Treppe erspart. Abb. 13 läßt die Herstellungsweise des Turmschachtes aus fertigen Steinen gut erkennen und zeigt gleichzeitig die steinmetzmäßige Bearbeitung des Turmgerüstes. Im Gegensatz zu den vorher beschriebenen Türmen ist dieser im Jahre 1918 erbaute, 52,4 m hohe Wasserturm ohne Verwendung von Backsteinen ausschließlich in Beton und Eisenbeton erbaut und bringt die Bauweise auch in der äußeren Gestaltung voll zur Erscheinung.

4. Wasserturm und Tiefbehälter für die Deutsche Celluloidfabrik in Eilenburg.

Besonders umfangreich ist die Wasserversorgungsanlage, welche die Deutsche Celluloidfabrik in Eilenburg anläßlich der zur Durchführung ihrer Kriegslieferungen erforderlichen großen Fabrikerweiterung erbaut hat. Zur Aufspeicherung des Wassers dient ein 60 m hoher Wasserturm mit 2 Hochbehältern von 1000 und 500 cbm Inhalt sowie eine Tiefbaubehälteranlage von zusammen 4000 cbm Fassungsraum. Diese Bauten wurden in den Jahren 1915 und 1916 errichtet, jedoch sind nach ihrer Fertigstellung und Inbetriebnahme in den folgenden Jahren, entsprechend den fortschreitenden Bedürfnissen des Betriebes, noch weitere Behälterbauten in die Anlage eingebaut worden, die deshalb besonderes Interesse erregen dürften, weil sie zeigen, wie sich solche nachträgliche Veränderungen auch bei Eisenbetonbauten einwandfrei durchführen lassen.

Das Betriebswasser für die an der Mulde gelegene Fabrik wird im Vorgelände des Flusses mittels Filterbrunnen aus dem reichen Grundwasserstrom entnommen und in einem Tiefbrunnen gesammelt. Von diesem führen die Rohrleitungen in einem Verbindungskanal zu der 7 m unter Gelände gegründeten Schieberkammer (Abb. 14a, b und Abb. 15), welche die Pump-

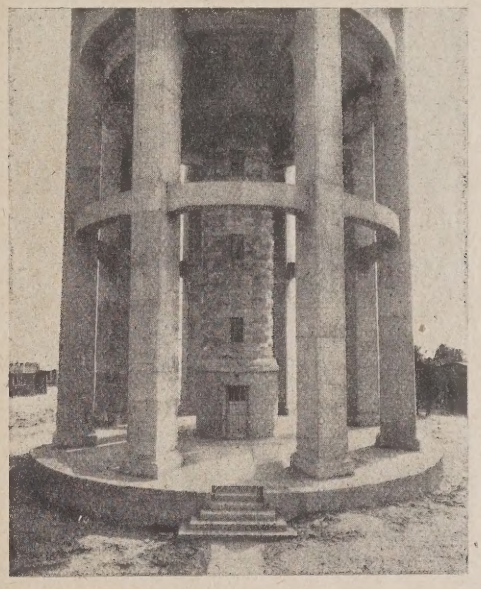


Abb. 13.
Wasserturm Lauta, Turmfuß und Treppenschacht.

anlage zur Förderung des Wassers in die Tiefbehälter enthält. Die Gründung dieser Schieberkammer erfolgte zwischen hölzernen Spundwänden, unabhängig von den benachbarten Tiefbehältern, und erforderte wegen des durchlässigen Kiesmaterials und des starken Wasserandranges eine schwierige Wasserhaltung. Infolge der geringen Breite des zur Verfügung stehenden Bauplatzes erhielt die Tiefbehälteranlage im Grundriß die Form eines langgestreckten Rechteckes von 19,2 m Breite. Ein Behälter von 1500 cbm Inhalt schließt unmittelbar an den Wasserturm an, dessen Unterbau gleichfalls zu einem Tiefbehälter ausgebaut ist und 500 cbm Wasser aufnimmt. Die restlichen 2000 cbm sind in dem rechteckigen Behälter auf der anderen Seite der Schieberkammer untergebracht (Abb. 14a, b u. Abb. 15). Wegen des Auftriebes bei Hochwasser, welches das Vorgelände zeitweilig überflutet, ist die Sohle der rechteckigen Behälter als 1 m starke Eisenbetonplatte ausgebildet, an welche sich die eisenbewehrten Betonwände anschließen, die oberhalb des Geländes zur Erzielung einer guten Temperaturisolierung durch eine verputzte Backsteinwand mit Luftzwischenraum

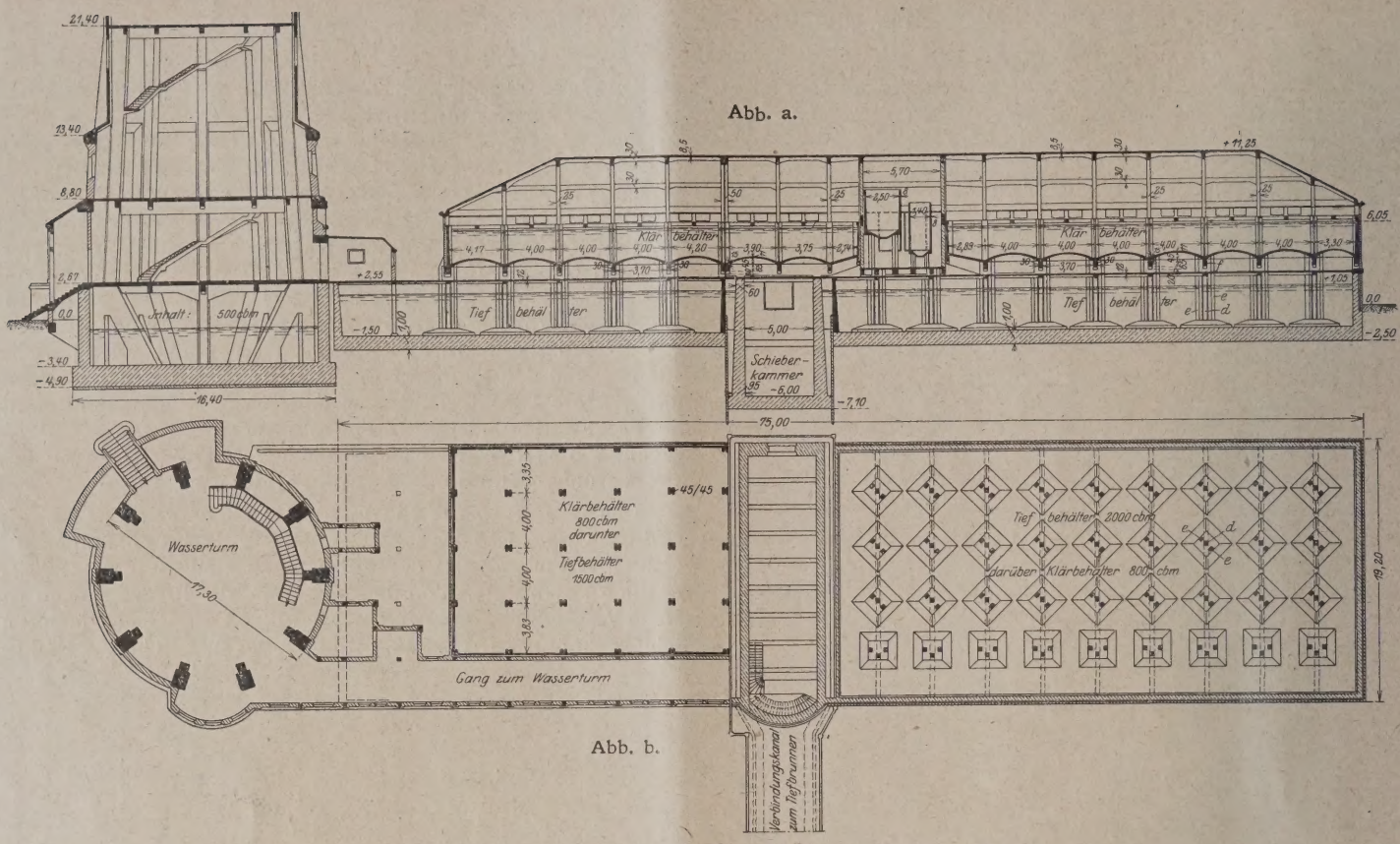


Abb. 14a u. b. Tiefbehälter Eilenburg, Längsschnitt und Grundriß.

verkleidet sind. Abgedeckt sind die Behälter durch eine auf Säulen d (Abb. 14a, b u. Abb. 15) ruhende Eisenbetondecke im Gefälle zur Ableitung des Tagewassers; als Isolierung liegt auf der Decke eine Ruberoidpappe mit 15 cm Kiesschicht. Auf dem Behälter von 1500 cbm Inhalt führt an der einen Längsseite der überdeckte Rohrleitungsgang zum Wasserturm.

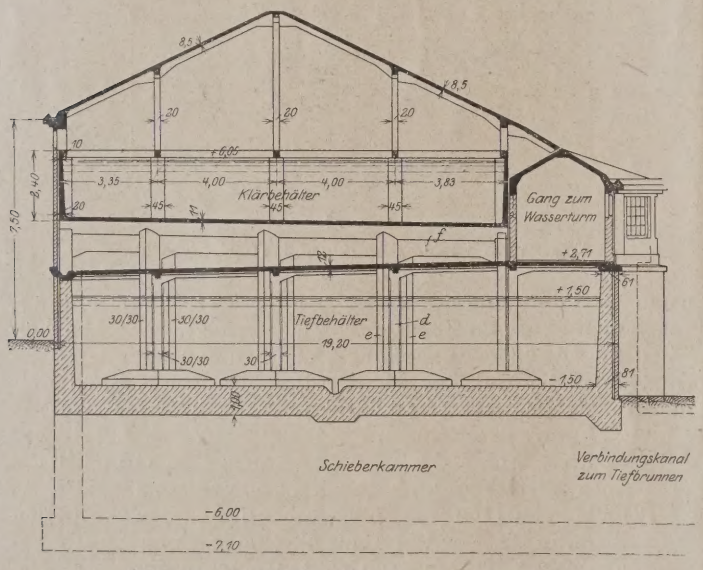


Abb. 15. Tiefbehälter Eilenburg, Querschnitt.

Längere Zeit nach Fertigstellung und Inbetriebnahme der Tiefbehälter machte sich die Herstellung von zwei Klärbehältern von je 800 cbm Inhalt erforderlich, die wegen Platzmangels, wenn irgend möglich, auf den Tiefbehältern aufgebaut werden sollten. Da die bestehenden Decken und Raumsäulen, die lediglich zur Aufnahme von Schneelast und leichtem Verkehr konstruiert waren, nicht weiter belastet werden durften, wurden besondere Doppelsäulen e mit breiten, lastverteilenden Füßen zu beiden Seiten der vorhandenen Säulen d unter Durchbrechung der Decke bis auf die starke Sohle der Tiefbehälter herabgeführt. Bei dieser nachträglichen Veränderung erwies sich die Zweiteilung der Tiefbehälter besonders vorteilhaft, da jeweils nur ein Behälter für den Einbau der neuen Säulen außer Betrieb gesetzt zu werden brauchte. Mittels kräftiger Querträger f tragen die Doppelsäulen e den Boden der Klärbehälter, der aus betriebstechnischen Gründen in Form von Eisenbeton-Kappengewölben mit Zugbändern ausgebildet ist. In dem Raum zwischen den beiden Klärbehältern sind mehrere zylindrische Gefäße aus Eisenbeton für eine Kalksättigungsanlage angeordnet, die bei dem Klärverfahren erforderlich ist. Die in den Klärbehältern stehenden Eisenbetonsäulen haben Rillen für herausnehmbare hölzerne Tauchwände; außerdem tragen diese Säulen ein leichtes Eisenbetondach, das die ganze Anlage überdeckt.

Der im Unterbau des Wasserturmes (Abb. 16a, b, c) eingebaute Tiefbehälter hat zylindrische Form und eine 1,5 m starke, kräftig armierte Sohlplatte von 19,4 m Durchmesser, welche gleichzeitig die Fundamentplatte des Wasserturmes bildet und den Baugrund mit 3,2 kg/qcm beansprucht. Die Füße der 10 großen Turmsäulen sind unter der Erdgeschoßdecke in je 2 Streben aufgelöst, um die gewaltigen Lasten von rund 650 t pro Säule möglichst gleichmäßig auf die Fundamentplatte zu verteilen. Zur Versteifung der Turmsäulen dienen 4 Plattenbalkendecken, deren 3 obere für Nutzlasten von 1000 bis 1500 kg/qm konstruiert sind; ausgefacht sind die Säulen durch 10 cm starke armierte Betonwände. Auf der für 2500 kg/qm Nutzlast berechneten Erdgeschoßdecke stehen die Pumpen, die das Wasser aus den Tiefbehältern nach den beiden Hochbehältern im Turm fördern. Die zahlreichen Rohrleitungen sind in den Abb. 16a u. b weggelassen, um das Bild nicht zu verwirren. Im ganzen führen 8 Rohrleitungen von 50 bis 80 cm Durchmesser zu den Hochbehältern, 3 endigen im unteren Behälter, die übrigen 5 sind bis zum oberen Behälter durchge-

führt, so daß im ganzen 13 Durchbrechungen der Behälterböden nötig waren, die hier mit bestem Erfolg ohne Formstücke lediglich durch Dichten und Verputzen der Durchbrechungsstellen mit Zementmörtel bei der Montage der Rohre hergestellt wurden.

Die Haupttragsäulen reichen bis 38 m über Gelände, wo sie etwas nach innen überkragen und durch einen gleichzeitig als Druckring wirkenden Ringträger verbunden sind, auf dem mittels einer Fuge das Aggregat der beiden übereinander angeordneten Eisenbetonbehälter von 500 und 1000 cbm ruht (Abb. 16a). Oberhalb des Ringträgers schließen sich an die Säulen nach außen ausladende Konsole an, die mittels eines Zugringes den reich profilierten Eisenbetonumbau des Turmkopfes und das mit einer Aussichtslaterne gekrönte steile Kegeldach tragen. Die beiden Behälter haben Intzeform, und zwar sind die Horizontalkräfte an den Zugringen der Böden fast ganz ausgeglichen, so daß nur ganz geringe Ringkräfte entstehen. Bei dem großen Durchmesser von 14 m und der bedeutenden Höhe des Turmes wirkt die durch die Intzeform bedingte Auskragung des Turmkopfes architektonisch nicht ungünstig und betont zugleich nach außen in wirksamer Weise die Höhenlage der großen Behälter. Der obere Behälter ruht mit seinem als Ringträger auf Biegung beanspruchten Fußring auf 10 senkrechten Eisenbetonsäulen, die im Innern des unteren Behälters auf dessen Zugring stehen, also von Wasser umgeben und deshalb, wie die übrigen Innenflächen, wasserdicht verputzt sind. Beide Behälter haben einen zentralen Steigschacht von 1,6 m Durchmesser für die eiserne Wendeltreppe, die auf Ordinate + 34,0 an die bis dahin führende Eisenbetontreppe anschließt. Infolge des großen Durchmessers von 15 m und der beträchtlichen Wassertiefen entstehen bedeutende Ringzugkräfte in den Wänden und Gegenböden der Behälter. So beträgt bei dem oberen Behälter die Zugkraft in dem untersten Meter der Wand 41 t, im Gegenboden sogar 99 t pro Meter, so

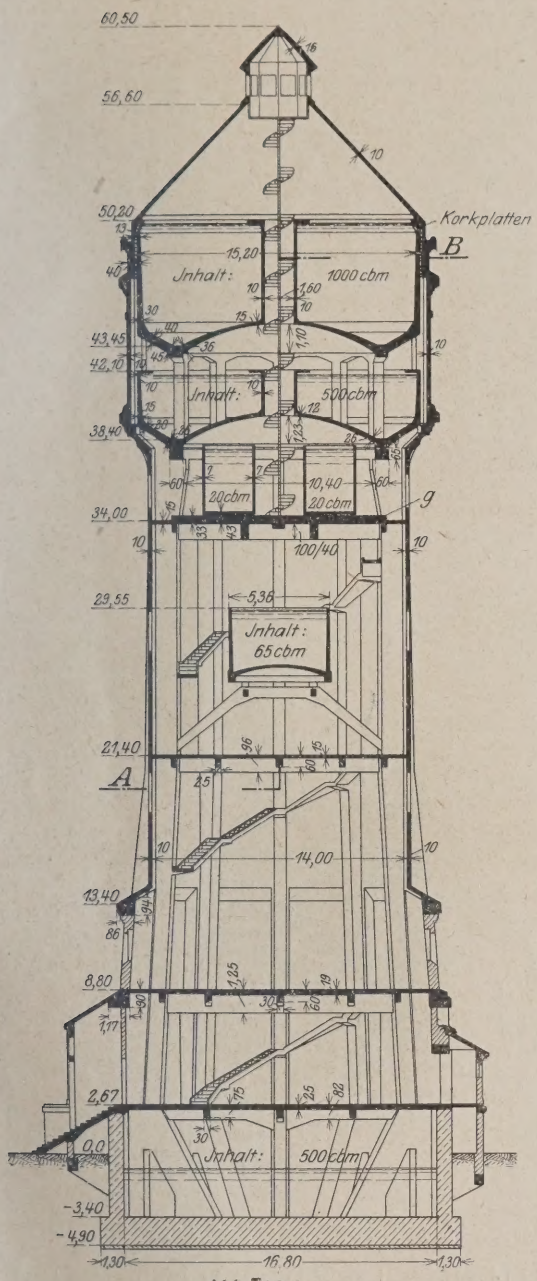


Abb. 16a.

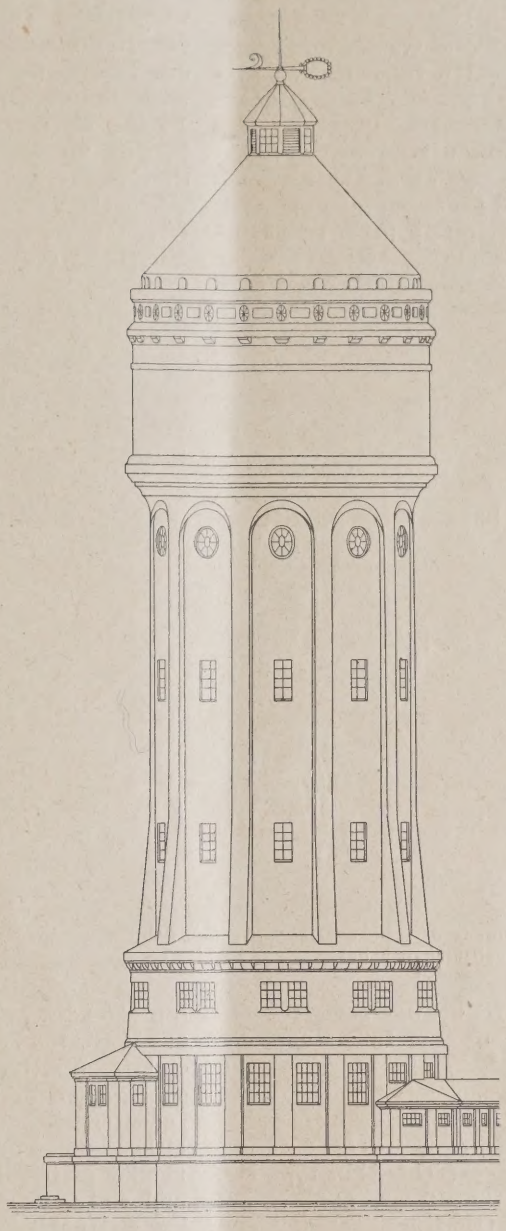
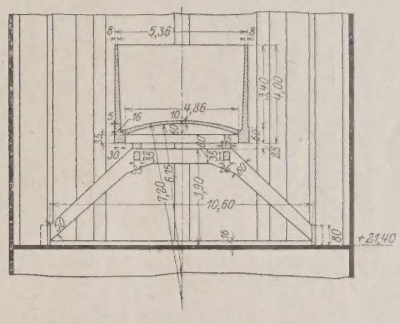


Abb. 16c.



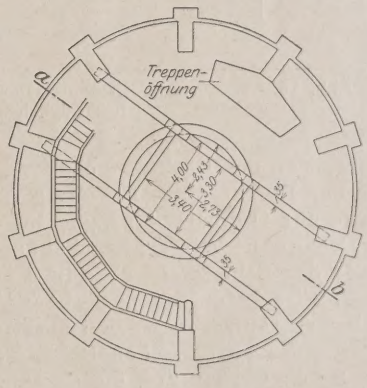


Abb. 17.
Wasserturm Eilenburg, nachträglich eingebauter Behälter.

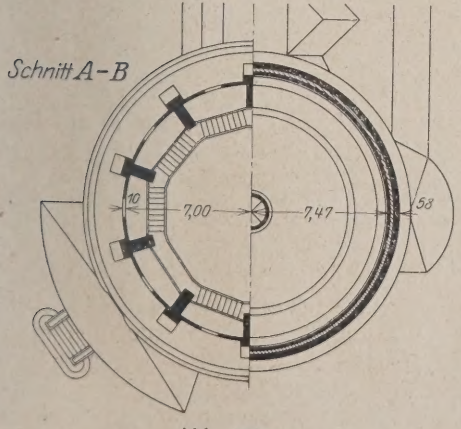


Abb. 16b.

Abb. 16a—c.
Wasserturm
Eilenburg,
Schnitte
und Ansicht.

daß Eisenquerschnitte von 41 bzw. 99 qcm anzuordnen sind, um die Zugkräfte allein aufzunehmen. Die Betonstärke beträgt an diesen Stellen 30 bzw. 40 cm, um die tatsächlich im Verbundquerschnitt auftretenden Betonzugspannungen nicht über 12 kg/qcm ansteigen lassen.

Wie bereits erwähnt, sind auch in dem Wasserturm später nach der Inbetriebnahme noch Einbauten vorgenommen worden. Boten doch die hochgelegene freien Räume im Innern des Turmes der Betriebsleitung willkommene Gelegenheit zur Aufstellung weiterer, für die Fabrikation notwendiger Hochbehälter. Auf die Decke Ordinate + 34,0 wurden nachträglich 4 zylindrische Eisenbetonbehälter von je 20 cbm Inhalt gesetzt, wobei lediglich eine Druckverteilungsplatte g (Abb. 16a) angeordnet werden mußte, um die großen Einzellasten nach den deren Schübe durch 2 auf der Decke liegende Zugbänder aus Eisenbeton aufgenommen werden. In Abb. 18 ist die Bewehrung dieser Sprengwerkkonstruktion dargestellt.

Der Eilenburger Wasserturm zeigt wie kein zweiter, welche vielgestaltigen und verwickelten Aufgaben sich bei der Ausführung in Eisenbeton lösen lassen. Auch die äußere Ausgestaltung des Turmes (Abb. 16c und 19), die ein Werk des Stadtbaumeisters Lemke in Eilenburg ist, wahrt durchaus den Betoncharakter. Die Wirkung des gros-

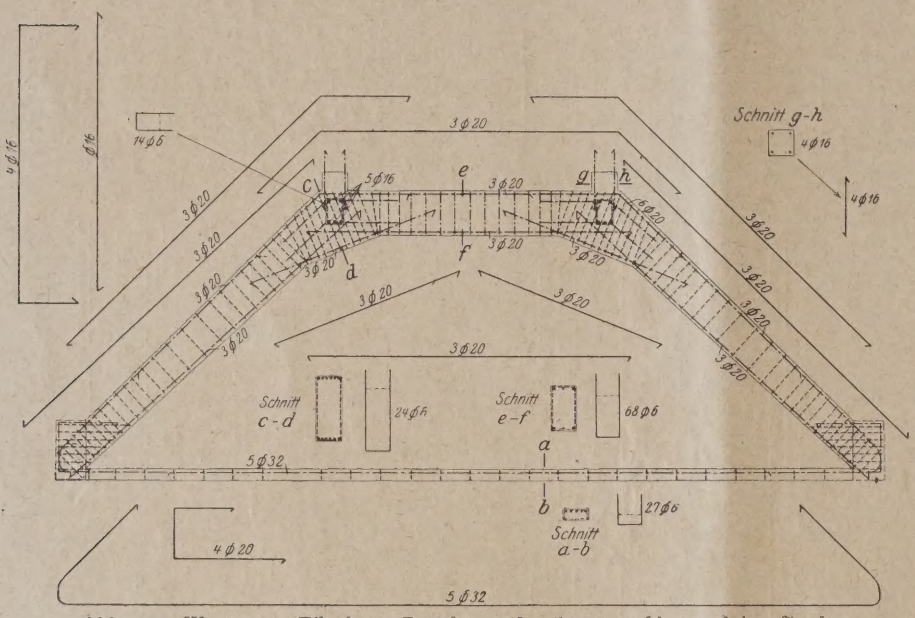


Abb. 18. Wasserturm Eilenburg, Bewehrung der Sprengwerkkonstruktion für den nachträglich angebauten Behälter.

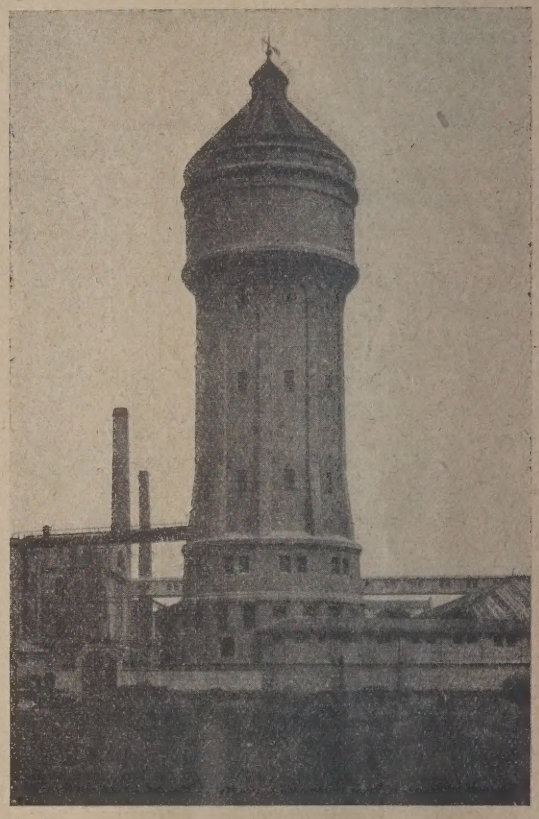


Abb. 19. Wasserturm Eilenburg.

Unterzügen der Decke zu übertragen. Schwieriger gestaltete sich der Einbau eines Behälters von 65 cbm Inhalt über der Decke auf Ordinate + 21,40. Da diese große Einzellast von der Decke ohne Verstärkung nicht aufgenommen werden konnte, wurde der Behälter durch 2 in 4 m Abstand voneinander liegende Eisenbeton-Sprengwerke unterstützt, welche die Last nach vier Umfassungssäulen übertragen (siehe Abb. 17). Der Zugring des zylindrischen Behälters ruht in vier Punkten auf den Sprengwerken auf, die durch 2 Querträger versteift und sen Baukörpers wird dadurch gesteigert, daß die sämtlichen aus Kiesbeton bestehenden Wandflächen und reichen Gesimse einheitlich steinmetzmäßig bearbeitet sind und einen schönen silbergrauen Farbton besitzen. Dieser Wasserturm ist der bedeutendste, den die Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G., bisher erbaut hat und damit auch einer der größten, die überhaupt in Eisenbeton ausgeführt sind; an Reichhaltigkeit und eigenartiger Formgebung des konstruktiven Aufbaues hat er wohl kaum seines Gleichen.

DIE UNTERSUCHUNG DES UNTERGRUNDES VON BAUSTELLEN MITTELS PHYSIKALISCHER MESSUNGEN.

Von Dr. Richard Ambronn, Göttingen.

Bei allen großen Ingenieurbauten ist es eine grundlegende Vorbedingung für den Erfolg des Unternehmens, daß der Baugrund für die Aufnahme des auszuführenden Bauwerkes durchaus geeignet ist. Große Verluste und ungeheure Anstrengungen sind schon daraus entstanden, daß man sich über die Beschaffenheit des für die Ausführung eines Bauwerkes gewählten Platzes vorher nicht genügend vergewissert hatte oder dieses auch mit den bisher zur Verfügung stehenden Methoden ohne Aufwendung sehr großer Arbeiten nicht konnte. Um nur einige Beispiele zu nennen, so ist etwa bei der Errichtung eines Stauwerkes durch Anlage einer Sperrmauer quer durch ein Tal hindurch nicht nur zu beachten, daß der Talgrund die Sperrmauer zu tragen vermag, sondern auch, daß sie auf dem Talgrunde gegen Gleiten unter dem Drucke der aufgestauten Wassermassen gesichert werden kann, daß sie an den Talhängen sichere Widerlager findet; ferner muß der Untergrund dicht sein, er darf keine Spalten oder wasserdurchlässige Stellen enthalten, längs deren die Wasser aus dem Becken heraussickern können, weil das nicht nur Wasserverluste, sondern die noch viel wichtigere Folge haben würde, daß infolge der durch den Boden sickernden Wasser dieser allmählich seiner Standfestigkeit beraubt und eine Einsturzgefahr für die Wasserbauten herbeigeführt werden kann. Bei umfangreichen Hochbauten muß vor allem auch darauf geachtet werden, daß die Beschaffenheit des Untergrundes unter dem ganzen Block möglichst gleichmäßig ist, damit ungleichmäßige Senkungen und damit Risse

und dauernde Reparaturen vermieden werden. Bei Kanal- und Schleusenbauten spielt die Wasserverteilung im Untergrunde und die Durchlässigkeit der verschiedenen Schichten eine außerordentlich große Rolle und durch ihre rechtzeitige vorhergehende Kenntnis können sehr große Ersparnisse erreicht und manche Enttäuschungen vermieden werden.

Neben den geologischen Überlegungen, welche seit alters her über die Konstitution des Untergrundes an einer für ein Bauwerk gewählten Stelle maßgebend waren, führt man meist eine Anzahl Bohrungen aus, welche den Aufbau des Untergrundes unmittelbar an den Punkten erkennen lassen, an denen sie angestellt werden. Diese Bohrungen sind aber heutzutage ganz außerordentlich teuer und sind doch nur geeignet, über die Verhältnisse gerade an den Stellen Auskunft zu geben, an denen sie eben angesetzt sind. Gerade die kleinen Unregelmäßigkeiten, welche für die Bauten gefährlich sind, aber werden durch die wenigen Bohrungen, die man aus praktischen Gründen stets nur ausführen kann, meist verfehlt, und so erhält man auch durch diese an sich vorzügliche Methode nur zu oft ein falsches Bild über die wirklichen Zustände. Es ist daher von ganz besonderer Bedeutung, daß es verschiedene Methoden gibt, welche auf physikalischem Wege durch Messungen, welche unmittelbar an der Erdoberfläche ausgeführt werden, welche also an sehr viel mehr Stellen angestellt werden können, als man Bohrungen absenken kann, Nachrichten über die Konstitution des Untergrundes bis zu Tiefen gewinnen kann, wie sie für praktische Bedürfnisse vollkommen ausreichen. Derartige Untersuchungen ermöglichen es in sehr vielen Fällen, unmittelbar von der Erdoberfläche aus im Untergrunde verborgene geologische Sonderheiten wie Verwerfungen, Spalten, Störungen, Erzlager, Wasseransammlungen usw. festzustellen. Es kommen als solche Messungen in Betracht: elektrische Leitfähigkeitsmessungen, Bestimmungen der Verteilung der radioaktiven Substanzen in den obersten Schichten der Erdrinde oder in Abhängigkeit von der Teufe gestoßener Bohrungen; schließlich lassen sich hier die meist mit Mißtrauen betrachteten Wünschelrutenmessungen verwerten, welche zwar nicht die Sicherheit objektiver physikalischer Messungen besitzen, welche aber doch erfahrungsgemäß in vielen Fällen dazu dienen, auf Unregelmäßigkeiten irgendwelcher Art unter der Erdoberfläche aufmerksam zu machen und eine eingehendere Untersuchung der betreffenden Stelle zu veranlassen und auf diese Weise mittelbar dazu beitragen, daß man eine möglichst einwandfreie Kenntnis der Verhältnisse des Untergrundes erhält.

Die elektrischen Messungen werden in der Weise angestellt, daß man die Strömung der Elektrizität zwischen zwei in einigem Abstande voneinander in den Boden eingesenkten Elektroden, denen Wechselstrom zugeführt wird, ausmißt. Die Form der Strömungslinien zwischen den beiden Punkten ist von der Konstitution des Bodens in hohem Maße abhängig, und wenn man die Strömungslinien in ein Kärtchen einträgt, so kann man aus ihrem Verlaufe auf das Vorhandensein irgendwelcher Unregelmäßigkeiten in dem Untergrunde schließen und auch die Lage und Form dieser Unregelmäßigkeit mit einiger Genauigkeit festlegen. Abb. 1 gibt eine Anschauung für den Fall, daß zwischen den beiden Stromzuführungsstellen eine, etwa durch besondere geologische Verhältnisse gebrochene, besser leitende Störung hindurchsetzt. Die Verteilung der Stromlinien wird dadurch festgestellt, daß man mittels zweier durch ein Telephon verbundenen Sonden die Linien gleichen elektrischen Potentials aufsucht, indem nur dann im Telephon kein Ton gehört werden kann, wenn die beiden Hilfssonden sich auf dem gleichen elektrischen Potential befinden. Die in die Abbildung gezeichneten Strömungslinien stehen überall auf den so gefundenen Linien gleichen Potentials senkrecht und können also, wenn jene bestimmt sind, leicht gezeichnet werden. Die Abbildung läßt deutlich erkennen, wie man aus der Form der Strömungslinien die Art der im Boden verborgenen Störung ersehen kann.

Da zur Herstellung eines solchen Kärtchens, wie es in Abb. 1 dargestellt ist, eine recht beträchtliche Anzahl von Messungen gehört, so erreicht man oft auf dem Wege schneller einen Überblick über die vorliegenden Verhältnisse, wenn man die Verteilung der radioaktiven Substanzen auf dem zu untersuchenden Gebiete studiert. Diese radioaktiven Substanzen haben nämlich die Eigenschaft, daß sie in einfachere Stoffe zerfallen und daß bei diesem Zerfallen ungeheure Energiemengen frei werden, welche sich besonders dadurch bemerkbar machen, daß die Luft in der Nähe einer radioaktiven Substanz je nach der Menge derselben eine erhöhte Leitfähigkeit aufweist.

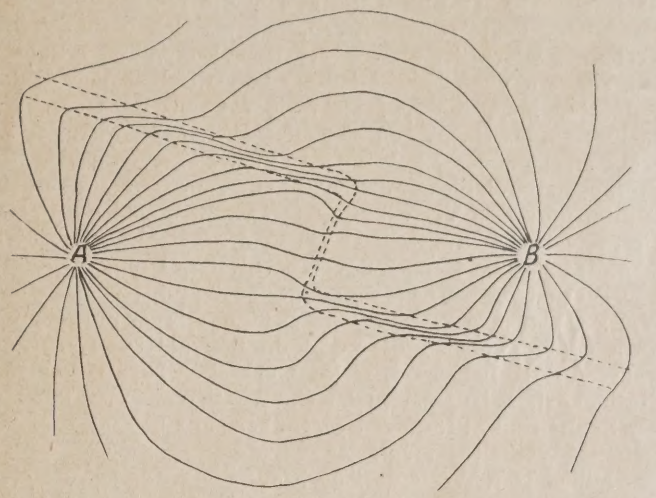


Abb. 1.

Diese Leitfähigkeit der Luft ist nun mit geeigneten Apparaten leicht zu bestimmen und kann deshalb an vielen über das Gelände verteilten Stellen in kurzer Zeit gemessen werden. Eine andere Methode läßt dem zu untersuchenden Gelände an der nötigen Anzahl von Stellen Erdproben entnehmen, welche dann im Laboratorium mittels entsprechender Apparate untersucht werden und wodurch sich die Konzentration der radioaktiven Substanzen längs des Grundstückes wiederum ergibt. Diese Methode hat den Vorteil, daß die Entnahme der Proben von jedermann nach einfacher Anweisung leicht vorgenommen werden kann, und daß es nur nötig ist, die Proben an das Laboratorium der Physikalischen Werkstätten A. G. in Göttingen einzusenden, wodurch umständliche Reisen und die Zeitverluste solcher vermieden werden können. Während nun im allgemeinen die Verteilung der radioaktiven Stoffe sich längs der Erdoberfläche von Punkt zu Punkt nur langsam und ziemlich gleichmäßig ändert, findet man an solchen Stellen, wo Verwerfungen, Störungen aller Art, Erzlager, Spalten u. v. a. m. den Untergrund durchziehen, auch da, wo das eigentliche Grundgebirge von Schottern oder Schutt bedeckt ist, grobe Ungleichmäßigkeiten. Wenn man an einer Anzahl von Punkten, welche auf einer Geraden senkrecht zu der Störung angeordnet sind, auf eine der angedeuteten Weisen gewisse radioaktive Konstanten bestimmt, so zeigen sich in diesen beim Überschreiten der genannten Objekte charakteristische und die gewöhnlichen Schwankungen ganz bedeutend übersteigende Abweichungen, welche etwa die Form der Abb. 2 besitzen, aber von Fall zu Fall je nach der Natur der zugrunde liegenden Störung verschiedene, aber stets recht komplizierte und daher charakteristische Formen aufweisen. Wenn man also an irgend einer Stelle ein wichtiges Bauwerk zu errichten beabsichtigt, so ist es unbedingt erforderlich, daß man vorher über die betreffende Stelle hinweg längs einer solchen Linie die Verteilung der radioaktiven Stoffe feststellt, um zu erkennen, ob sich dort etwa eine Störung oder eine andere der Bauausführung schädliche geologische Eigentümlichkeit befindet, die man, wenn man ihre Lage und

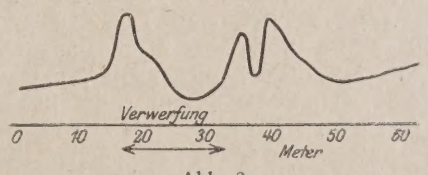


Abb. 2.

Erstreckung erst kennt, meistens durch eine geringe Änderung der Lage des Gebäudes vermeiden oder auf welche man in der Anlage doch wenigstens Rücksicht nehmen kann. So wäre es doch z. B. geradezu leichtsinnig, wenn man den Ansatzpunkt eines Schachtes gerade an eine Stelle legen wollte, wo eine der angezeigten Methoden eben eine Störung der gleichmäßigen Beschaffenheit der Erdoberfläche erkennen ließe, oder wenn man eine Staumauer gerade dahin baute, wo eine auf solche Weise erschlossene Verwerfung das Tal kreuzt. Daß man zum Nachweise solcher Störungen gerade die radioaktiven Stoffe heranzieht, liegt weniger daran, daß sie sich bezüglich ihrer Verteilung wesentlich anders verhalten als die übrigen Substanzen, sondern vor allem deshalb, weil sie sich in den denkbar geringsten Mengen durch die oben erwähnten Eigenschaften nachweisen lassen. Wenn also auch anzunehmen ist, daß eine große Menge anderer Substanzen in der Nähe von geologischen Störungen durch die auf diesen zirkulierenden Wasser und Gase in ihrer normalen Verteilung gestört sind, so sind doch gerade die radioaktiven Substanzen wegen der Leichtigkeit, mit der man die kleinsten Mengen davon nachweisen kann, zur Analyse ihrer Verteilung ganz besonders geeignet und werden daher in dem geschilderten Verfahren als Prüfungskörper angenommen. Es kommt dann noch dazu, daß die radioaktiven Körper, die während ihrer Lebenszeit mehrere chemisch ganz verschiedene Stationen durchlaufen, sich den transportierenden Kräften längs der Spalten und Störungen gegenüber ganz besonders charakteristisch verhalten müssen.

Mit einigen Worten sei noch auf die Wünschelrute eingegangen, welche durch die eigenartigen Verhältnisse des Krieges in den Gesichtskreis der Allgemeinheit gelangt ist und dort jedenfalls zurzeit viel Interesse findet. Bei sorgsamer Anwendung dieses Hilfsmittels ist es wohl möglich, gewisse Streifen längs der Erdoberfläche festzulegen, bei deren Überschreiten oder bei dem Fortschreiten auf welchen die von einem dafür empfindlichen Menschen gehaltene Wünschelrute Bewegungen ausführt, welche auf eine Reizung des Nervensystems ihres Trägers über diesen besonderen Streifen der Erdoberfläche schließen läßt. Läßt man mehrere Wünschelrutengänger über dasselbe Gelände hinweg ganz unabhängig voneinander und ohne daß der eine die Resultate des andern kennt, schreiten, so findet in bezug auf die Punkte, an denen die Rute ausschlägt, oft recht gute Übereinstimmung statt, während bei den Aussagen der verschiedenen Rutengänger, was die Ursache der von ihnen beobachteten Ausschläge unter der Erdoberfläche sei, meist gar keine Übereinstimmung statthat, wenn nicht die Form der Aufgabenstellung die Phantasie bei allen nach der gleichen Seite lenkt. Hält man die sehr zahlreichen, in der Literatur niedergelegten Erfahrungen, die sich aber in den Einzelheiten überhaupt kaum zur Deckung bringen lassen, nebeneinander, so erhält man den Eindruck, daß ein mit der Wünschelrute Vertrauter doch solche Stellen an der Erdoberfläche anzugeben vermag, unter denen sich Störungen der gleichmäßigen Lagerung der Schichten befinden, welche den verschiedensten Ursachen ihre Entstehung verdanken können. Solche Störungen sind es aber gerade, welche, nicht rechtzeitig erkannt, Ingenieurbauten zum schweren Schaden gereichen können, und es ist daher nach dem heutigen Stande der Kenntnisse wohl durchaus anzuraten, daß man vor Ausführung eines wichtigen Bauwerkes den Platz, auf dem es errichtet werden soll, durch einen Wünschelrutengänger abgehen läßt, um zu vermeiden, daß man gerade an dem Punkt den Schacht oder die Talsperre oder was sonst geplant ist, anlegt, wo der Wünschelrutengänger eine von ihm in ihrer wahren Ursache und Ausbildung allerdings nicht zu erkennende Störung der gleichmäßigen Lagerung der Schichten des Untergrundes anzugeben vermag. Wenn die Arbeit des Wünschelrutengängers auch wohl meist nur dazu dienen wird, im Falle er Unregelmäßigkeiten findet, eine genaue Nachprüfung des betreffenden Punktes nach objektiven, wissenschaftlich begründeten Methoden eintreten zu lassen, so bietet eben doch die sehr schnelle und einfache, mit geringsten Hilfsmitteln durchzuführende Begehung des Geländes durch einen Wünschelrutengänger die einfachste Möglichkeit, ein größeres Gebiet auf nach erfolgter Auffindung dann genauer zu beobachtende geologische Unregelmäßigkeiten abzusuchen. Die physiologische Methode der Wünschelrute dürfte jedenfalls nach dem heutigen Stande unserer Kenntnisse als Vorbereitung zu exakten Messungen ein durchaus wertvolles Hilfsmittel für die Bodenuntersuchung sein.

Zusammenfassung. Es werden einige physikalische und physiologische Methoden vorgeführt, um Unregelmäßigkeiten und Störungen in dem Aufbau des Untergrundes von Gebieten unmittelbar von der Erdoberfläche aus ohne Ausführung von Erdarbeiten nachweisen zu können, welche bei der Ausführung von großen Ingenieurbauten den Bau erschweren und die Dauerhaftigkeit des vollendeten Werkes gefährden können. Es werden Anwendungen elektrischer, radioaktiver und physiologischer Messungen zu diesem Zwecke in einigen ausgewählten Fällen dargelegt.

ZWEIGLEISIGE EISENBAHNBRÜCKE FÜR EINE 75-cm-BERGBAHN.

Von Dr.-Ing. Hugo Kulka, Hannover.

Das nachstehend beschriebene, in mancher Beziehung von den üblichen Ausführungen abweichende Bauwerk bezweckt die Überführung einer zweigleisigen Bergwerksbahn von 75 cm Spurweite über eine Provinziallandstraße. Die Fahrbahn liegt 26 m hoch über Straßenoberkante und bedingt dadurch eine erhebliche Brückenlänge, namentlich auch weil die für die Dammköpfe des anschließenden Eisenbahndammes verfügbaren, von den benachbarten Bergwerken heranzuholenden Schuttmengen aus Stein und Schutt bestanden und nur schwache Neigungen der Böschungen zuließen.

Es ergab sich unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse eine Brückenlänge von ungefähr 100 m.

Eine besondere Schwierigkeit bei dem Bau der Brücke bestand ferner in der Unsicherheit des Baugrundes, der ein ungleichmäßiges Setzen der Fundamente erwarten ließ, worauf bei der Wahl der Bauweise und des Brückensystems entsprechend Rücksicht zu nehmen war. Erschwerend kam noch hinzu, daß auf Wunsch des Bauherrn keine Gerüste beim Bau des Mittelteiles der Brücke verwendet werden sollten, um den Verkehr auf der Straße nicht zu stören. Dieser Wunsch deckte sich auch mit dem Bestreben, der großen Höhe wegen Gerüste zu vermeiden.

Als Verkehrslasten kamen in Frage die Lasten der beiden Verkehrsstränge der Bergwerksbahn mit Lokomotiven von 24 t und Wagen von 12 t Dienstgewicht. Die Entfernung der Gleismitten auf der Brücke sollte 2,5 m betragen.

Das gewählte Brückensystem ist in den Übersichtszeichnungen Abb. 1 u. 2 dargestellt.

Aus der schematischen Darstellung Abb. 2 ist ersichtlich, daß der Überbau grundsätzlich aus 2 Balkenbrücken A und B mit überkragenden Enden C und C′ bzw. D und D′ besteht, welche durch eine einfache Balkenbrücke E miteinander verbunden sind. Den Übergang zu den Dammwiderlagern bilden die beiden Schleppträger F und F′. Bei der Wahl des Systems waren die folgenden Gesichtspunkte maßgebend:

Die Widerlager auf den Dammköpfen sollten möglichst geringe Auflagerdrücke erhalten, damit sie nicht zu stark ausfielen.

Eine statisch unbestimmte Bogenbrücke kam zwischen den gewählten Hauptpfeilern des unsicheren Baugrundes wegen nicht in Frage.

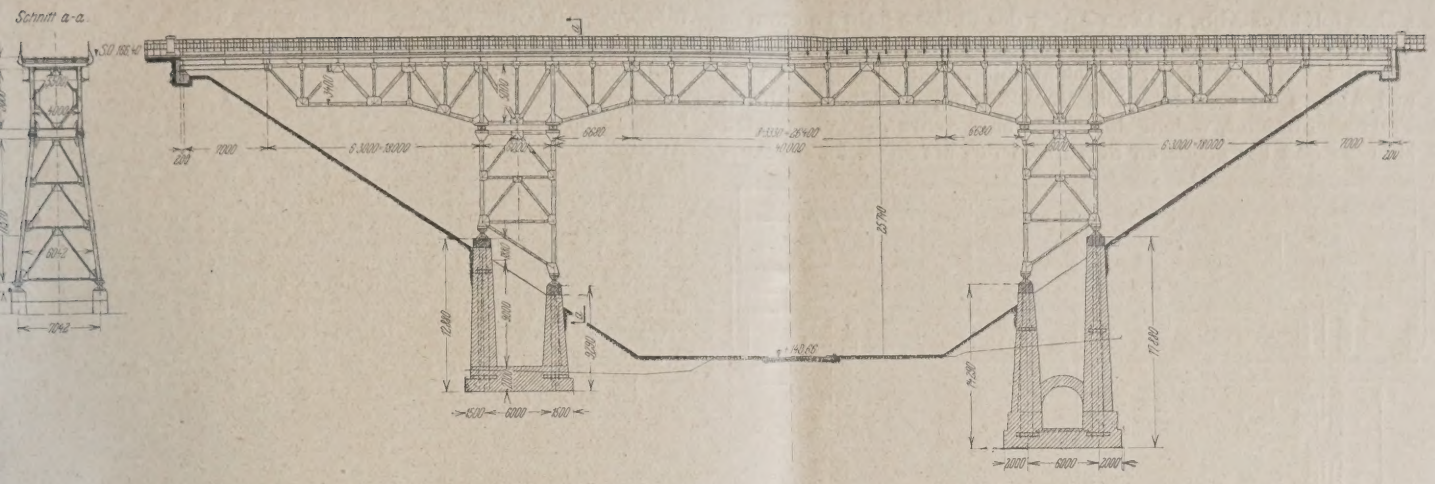


Abb. 1.

Ein Dreigelenkbogen hätte nicht unerhebliche Erschwernisse bei der Aufstellung ergeben.

Bei dem gewählten System konnte die Aufstellung ohne Zuhilfenahme größerer Rüstungen ausgeführt werden.

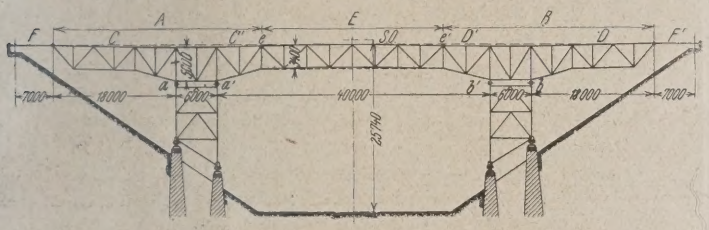


Abb. 2.

Die beiden Widerlager wurden als eiserne Fachwerktürme bis zu der Höhe der Auflager a und a′ bzw. b und b′ aufgeführt. Von der dadurch hergestellten ebenen Bühne aus konnten die Brückenteile A und B aufgestellt werden. Dabei

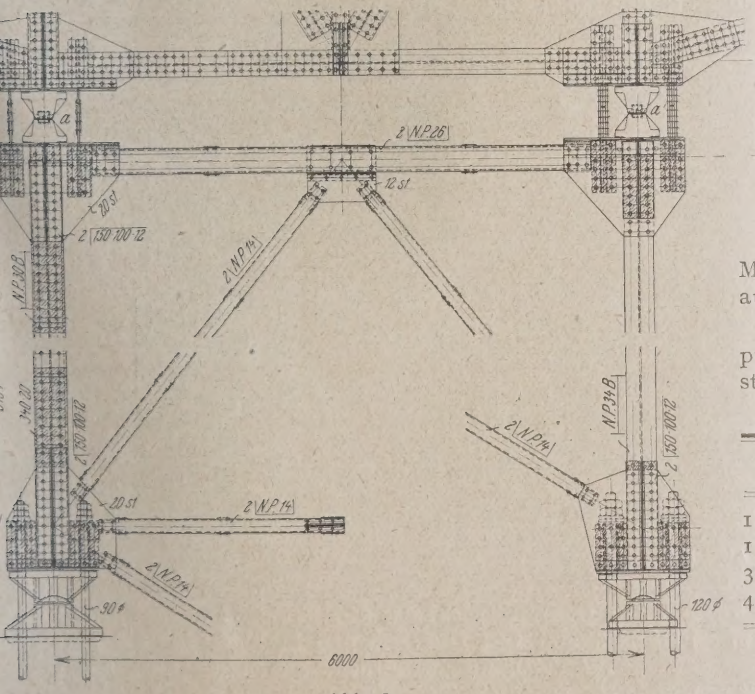
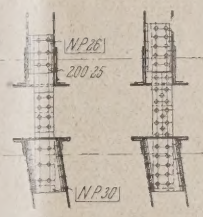


Abb. 3.

waren verschiedene Wege gangbar. Man konnte nach Art des üblichen Freivorbaues die einzelnen Fachwerksstäbe mit Hilfe eines auf dem Brückenobergurt laufenden Auslegerkranes bis zu den Auflagergelenken e und e′ der Balkenbrücke E verlegen.

Ein weiterer Weg war der Zusammen- und Freivorbau mit Hilfe eines in Straßenhöhe aufgestellten und genügend hohen Auslegerkranes von etwa 30 m Hubhöhe. Die Mittelöffnung E konnte dann in beiden Fällen unten auf einer Rüstung etwa 5 m hoch über der Straße fertig zusammengebaut, hochgezogen und auf die Lager gesetzt werden. — Man entschied sich schließlich für den zweiten Weg, da der hohe Auslegerkran noch die Möglichkeit bot, zugleich auch die Mittelöffnung E im Freivorbau einzubauen und so jegliche Rüstung über der Straße zu ersparen. Selbstverständlich mußten beim Freivorbau der Mittelöffnung E von beiden Seiten die Gelenke bei e und e′ vorübergehend geschlossen werden.

Die Brückenkonstruktion selbst weist noch verschiedene bemerkenswerte Einzelheiten auf. Das infolge etwaiger ungleichmäßiger Senkungen der Brückenwiderlager notwendig werdende Ausrichten der Konstruktion ist erheblich vereinfacht dadurch, daß zwischen Brückenfüßen und Gerüstpfeilern besondere Auflagerkonstruktionen mit Nachstellvorrichtungen eingeschaltet wurden (Abb. 3). Die Füße der Gerüstpfeiler ruhen auf 4 Stahlgußlagern, welche durch kräftige Anker mit dem Fundament verbunden sind.



Infolge der sehr kleinen Stützweiten von 6 m und der langen überkragenden Enden der Hauptträger ergeben sich bei gewissen Lasteinstellungen sehr große negative Auflagerdrücke. Auch während der Aufstellung, besonders beim Freivorbau der Mittelöffnung E, war mit großen Zugkräften in den Brückenauflagern zu rechnen.

Die größten negativen Auflagerkräfte an den Auflagerpunkten der Brücke ergeben sich aus folgender Zusammenstellung:

Kräfte in Tonnen:

Auflager:	a = b′	a′ = b
1) ständige Last ..	+ 41,7 + 41,7	+ 4,07 + 4,07
1) Nutzlast	+ 185,52 — 54,85	+ 111,97 — 119,58
3) Winddruck.....	+ 64,45 — 14,85	+ 20,02 — 14,85
4) Bremskraft.....	+ 9,67 — 9,67	+ 9,60 — 8,35
Summe:	+ 291,34 — 37,67	+ 145,66 — 138,71

Entsprechend große Zugkräfte treten naturgemäß auch an den Füßen der Turmpfeiler auf.

Die Aufnahme der negativen Auflagerkräfte an den Turmfüßen erfolgt durch Rundeisenanker, deren Anordnung aus Abb. 1 zu ersehen ist. Die konstruktive Durchbildung der-

selben folgt aus Abb. 3. Die 2 Anker des Fußes a haben 90 mm ⌀ die des Fußes a′ 120 mm ⌀.

Die Verbindung der Brücken mit den Stützenköpfen ist aus Abb. 3 zu ersehen. Die Verankerung erfolgt hier durch Flacheisenbänder, welche durch gedrehte Schrauben verbunden sind, so daß bei größeren Setzungen des Mauerwerks ein Aus-

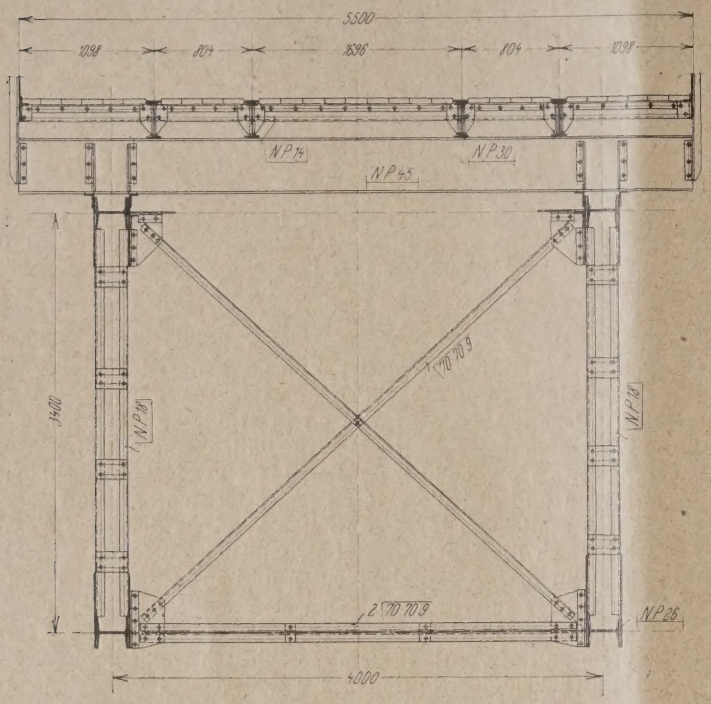


Abb. 4.

wechseln der Anker oder ein Versetzen der Löcher leicht möglich ist.

Zwecks leichter und bequemer Regelung der Höhenlage der Brückenauflager nach erfolgter Aufstellung sind die oberen Querriegel der eisernen Turmpfeiler so kräftig gehalten, daß

mieden. Als Grundquerschnitte für alle Stäbe, auch der Gurtungen und Stützen, sind Breitflanschträger gewählt, bei den Brücken **H** 26 B.

Die Aufstellung wurde, wie bereits erwähnt, ohne Zuhilfenahme fester Rüstungen durchgeführt. Als wichtigstes Aufstellungsgerät diente ein besonderer Kran, der eigentlich für Hochbauten konstruiert ist (Abb. 5 u. 6). Er besteht aus einem drehbaren und fahrbaren Dreibeingerüst von ca. 12 m Höhe, an das ein Auslegermast von einer bis zu 40 m veränderlichen Länge gelenkig angeschlossen ist, welcher eine Bewegung von der wagerechten bis fast zur senkrechten Lage zuläßt. Den Kran kann mit Leichtigkeit ein Lastmoment von etwa 50 Metertonnen bewältigen. Da sein Untergestell auf vier Stahlgußrädern ruht, kann er leicht verschoben werden.

Es genügte, während der Aufstellung nur eine Umstellung

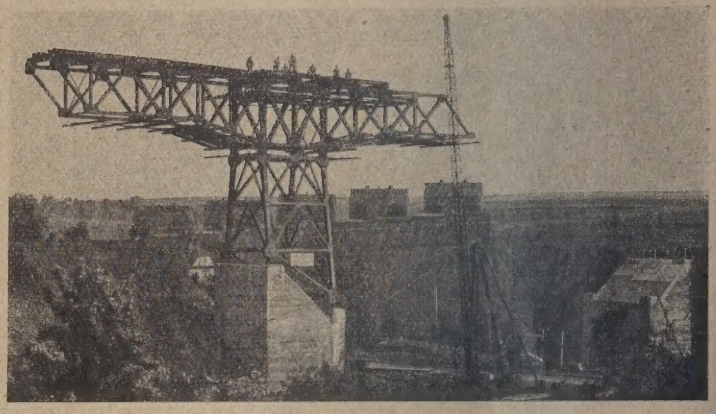


Abb. 5.

des Kranes vorzunehmen, während die übrigen Stellungen durch langsames Nachrücken auf dem Gleise erzielt wurden. Der genaue Schluß der beiden Brückenseiten, die gesondert und nacheinander eingebaut wurden, erfolgte durch entsprechendes Einstellen an den Auflagerflächen.

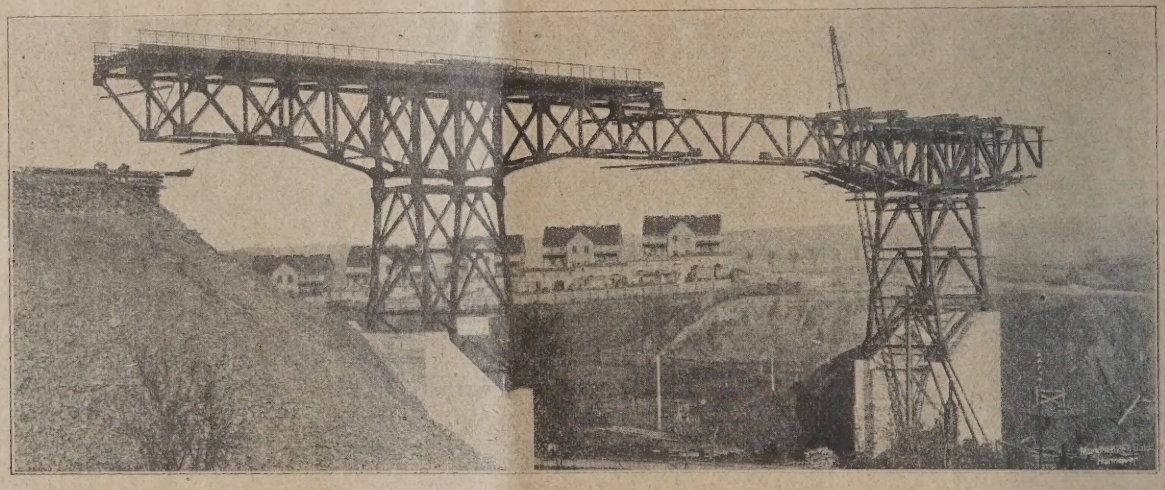


Abb. 6.

auf denselben Pumpen aufgesetzt werden können, deren Kolben sich gegen die Knotenbleche des Brückenuntergurtes am Auflager stützen.

Der Querschnitt der Brücke ist in Abb. 4 dargestellt. Bemerkenswert wäre noch die Querschnittsausbildung der Fachwerksstäbe. Es wurden grundsätzlich geschlossene Querschnitte gewählt, also Bindebleche und Vergitterungen ver-

Das Gesamtgewicht der Konstruktion beträgt etwa 280 t Flußeisen und 15 t Gußeisen und Stahlguß für die Auflager.

Zur Aufstellung der Brücke waren ca. 30 000 Arbeitsstunden erforderlich.

Der Entwurf des Bauwerkes und seine Ausführung stammt von der Brückenbau-Anstalt Louis Eilers, Hannover Herrenhausen.

DIE BAUTECHNISCHE VERSUCHSANSTALT AN DER TECHN. HOCHSCHULE IN KARLSRUHE.

Von E. Probst.

A. Allgemeines über die Ziele einer bautechnischen Versuchsanstalt.

In den letzten zwei Jahrzehnten sind in Deutschland eine Reihe von Materialprüfungsämtern entstanden, die sich, wie der Name sagt, mit wissenschaftlichen Untersuchungen der für die Technik wertvollsten Materialien befassen. Durch die Entwicklung des modernen Bauwesens hat sich die Notwendigkeit ergeben, die Baustoffe nicht nur als Material, sondern auch in Verbindung mit der Konstruktion auf ihre Zweckmäßigkeit für einzelne Zweige des Bauwesens zu untersuchen.

Mit der neuerrichteten bautechnischen Versuchsanstalt an der technischen Hochschule in Karlsruhe ist die Absicht verknüpft, eine Anstalt ins Leben zu rufen, die durch ihre Arbeiten für Wissenschaft und Praxis dem gesamten Bauwesen zugute kommen soll.

Die als eine Folge des Krieges bedingte Verschiebung in der Beschaffung der Rohstoffe und in der Kohlenbewirtschaftung, sowie die geänderten Transportverhältnisse zwingen uns, im Bauwesen neue Wege zu gehen, die nur dann Aussicht auf Erfolg haben werden, wenn die Arbeiten der Praxis mit den wissenschaftlichen Forschungen in steter Fühlung bleiben.

Die Voraussetzung jedes Erfolges in der Praxis bleibt aber die Klärung der grundlegenden theoretischen Fragen. Wenn die Praxis durch Versuche an ausgeführten Bauwerken der Klärung der theoretischen Grundlagen voraneilt, dann muß sie auch die Verantwortung für Fehlschläge übernehmen, wie dies z. B. im Eisenbetonschiffbau wegen der ungenügenden wissenschaftlichen Vorbereitung der Fall war.

Abb. 1. Die bautechnische Versuchsanstalt in Karlsruhe.

Die Aufgaben einer bautechnischen Versuchsanstalt lassen sich in folgende drei Gruppen zusammenfassen:

1. Die Anstalt soll eine wissenschaftliche Forschungsstätte sein. Sie soll an der Klärung und Lösung grundsätzlicher bauwissenschaftlicher und bauwirtschaftlicher Fragen arbeiten. Der Endzweck dieser Arbeiten ist, die theoretischen Grundlagen für die Praxis zu schaffen.

2. Die bautechnische Versuchsanstalt soll zum Ausbau des Unterrichtsbetriebes an der technischen Hochschule dienen, indem sie den Studierenden des Bauingenieurfaches und der Architektur die Möglichkeit bieten soll, an den für die Vertiefung ihres Fachwissens unentbehrlichen Laboratoriumsarbeiten teilzunehmen und selbst mitzuarbeiten. Wie notwendig diese sind, soll an einem besonders weit verbreiteten Zweige des modernen Bauwesens, an dem Eisenbetonbau, besprochen werden. Die überreiche Literatur ist so unübersichtlich geworden, daß es selbst dem auf dem Spezialgebiete arbeitenden Fachmann schwierig wird, ihr zu folgen. Verfeinerte Berechnungsmethoden, wie sie im Eisenbau bis zu einem gewissen Grade ihre Berechtigung haben, werden empfohlen und vielfach angewendet. Den zahlenmäßig errechneten Ergebnissen bei der Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen wird eine Bedeutung beigemessen, als ob es sich um einen verfeinerten Mechanismus handeln würde. Das Wesen des Eisenbetonbaues wird auf diese Weise vollkommen verkannt, und der Studierende bekommt sehr häufig einen ganz falschen Begriff von dem Wert einzelner Berechnungsmethoden. Dem kann nur dadurch abgeholfen werden, daß die Voraussetzungen für die Lösung statischer Aufgaben durch Laboratoriumsversuche veranschaulicht werden. Nur durch diese wird der Studierende in die Lage kommen, das Material zweckentsprechend und wirtschaftlich zu verwenden, und die Grenzen abwägen zu lernen, innerhalb deren die Berechnungen ein wahres Bild von den durch die äußeren Kräfte hervorgerufenen Formänderungen und Spannungen geben.

Die Laboratoriumsversuche werden die Möglichkeiten bieten, den Vortrag und die Übungen im Zeichensaal so zu ergänzen, daß der Ingenieur oder Architekt, der die Hochschule verläßt, die Grundlagen erhält, auf denen er aufbauen und weiterbauen kann. Sie werden ihm helfen, die Ergebnisse von statischen Berechnungen und deren Genauigkeitsgrad bewerten zu lernen.

Die Hochschule soll und kann dem Studierenden nicht das ersetzen, was er in der vielgestaltlichen Praxis, je nach dem Bauwerk, nach dem Betrieb der ausführenden Bauunternehmung lernen kann. Sie soll ihm aber das bieten, was er in der schnell vorwärtseilenden Praxis nicht mehr erfährt und ihn davor bewahren, manches Veraltete aus der Überlieferung kritiklos zu übernehmen.

Die rasche Entwicklung der neueren Bauweisen hat dahin geführt, daß die Ingenieure und Architekten der Praxis, die ihre Studien an der Hochschule vollendet haben, bevor noch diese Entwicklung eingesetzt hat, manchmal kaum in der Lage sind, sich mit den Fortschritten der wissenschaftlichen Forschung vertraut zu machen. Vielfach greifen sie zu dem sehr ungeeigneten Mittel, sich durch Schnellkurse in die neueren Berechnungsmethoden einweihen zu lassen. Zum Teil werden diesen Kursen auch einige in der Praxis übliche Probeausführungen angeschlossen, aus denen die Teilnehmer in der Regel nichts anderes sehen, als wie es gemacht wird, und nicht wie es gemacht werden soll. Diesem Mangel soll die bautechnische Versuchsanstalt dadurch abhelfen, daß in gewissen Zeiträumen Teilnehmer aus Staats- und Privatbetrieben mit neuen wissenschaftlichen Arbeiten und den Fortschritten neuerer Bauweisen bekanntgemacht werden. Diese Kurse sollen gleichzeitig ein verständnisvolles Zusammenarbeiten von Staats- und Privattechnikern fördern, einen Austausch von Erfahrungen der Praxis unter den Teilnehmern ermöglichen und der wissenschaftlichen Forschung Anregungen zu neuen Arbeiten bringen.

3. Die unentbehrliche Verbindung zwischen wissenschaftlicher Forschung und Praxis soll dadurch erreicht werden, daß wissenschaftliche Untersuchungen an Baumaterial, Bauteilen und ganzen Bauwerken für Behörden und die Bauindustrie ausgeführt werden.

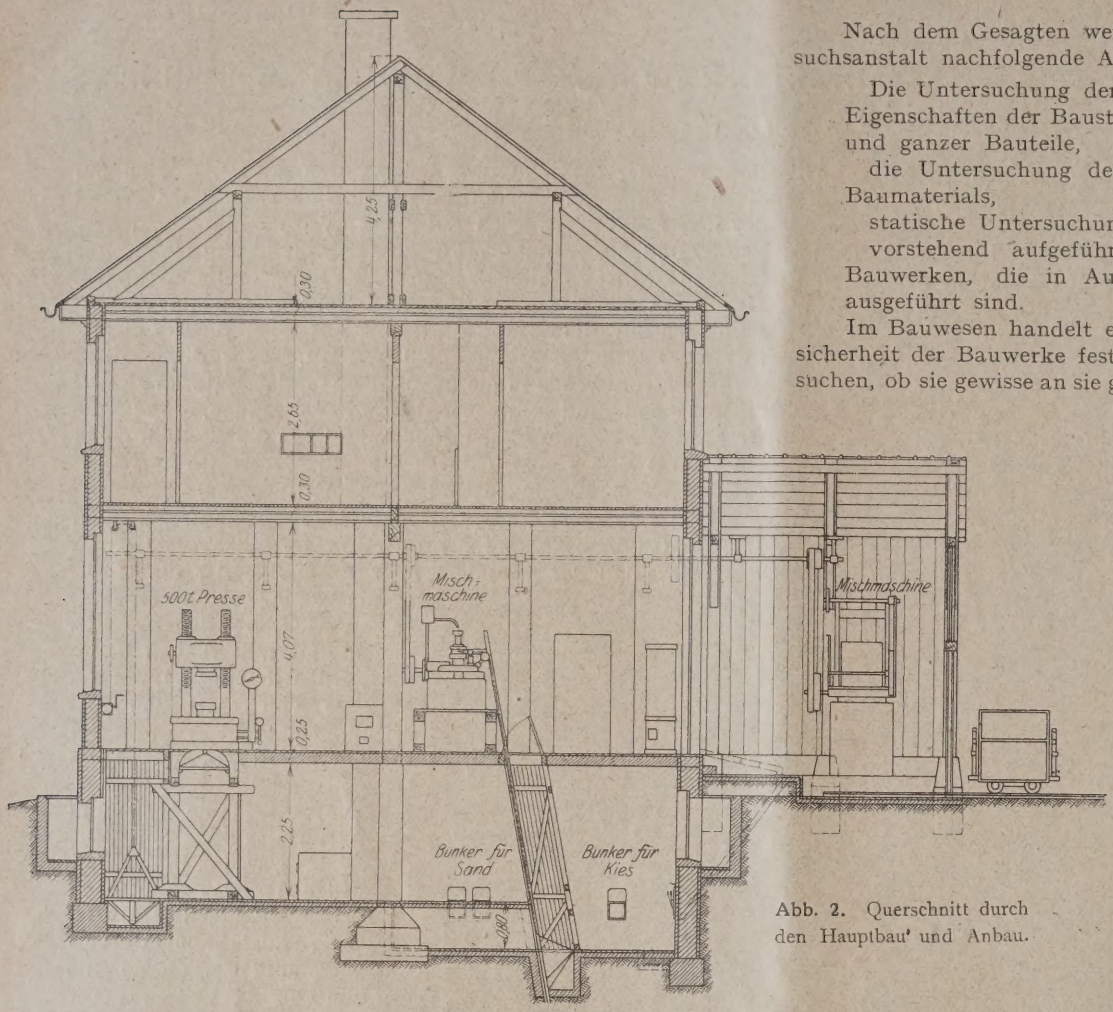


Abb. 2. Querschnitt durch den Hauptbau und Anbau.

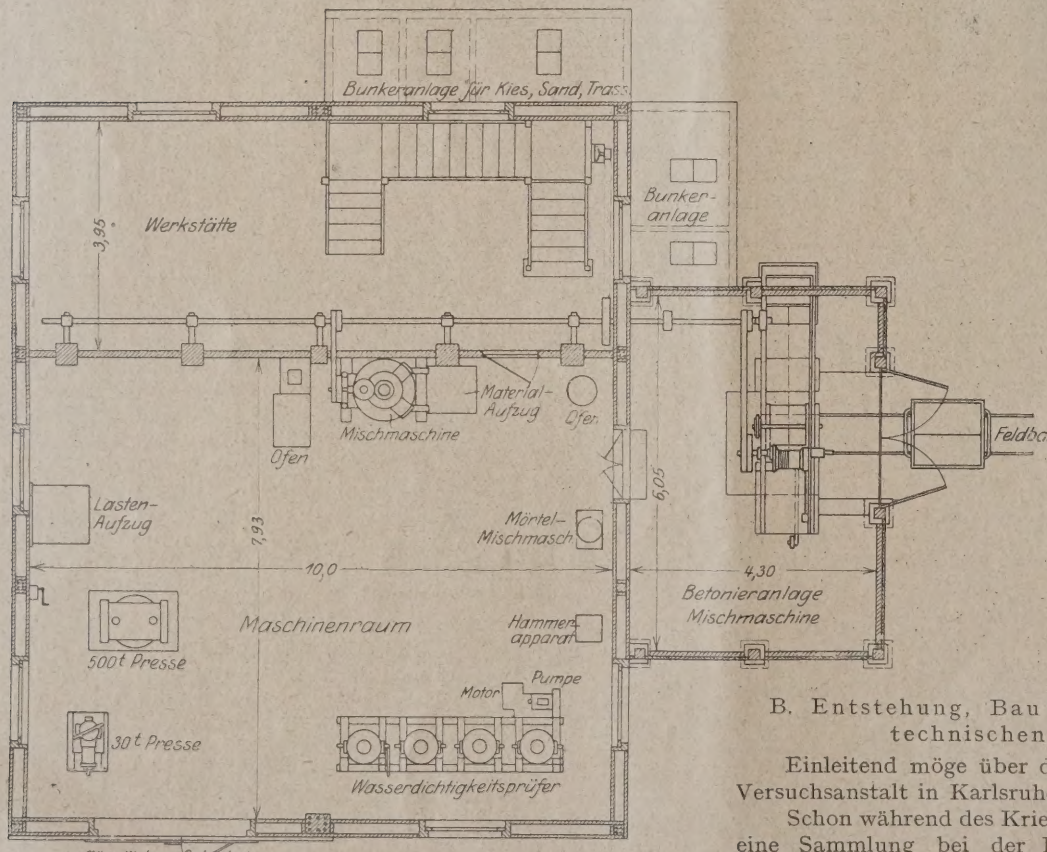


Abb. 3. Erdgeschoß.

Nach dem Gesagten werden an der bautechnischen Versuchsanstalt nachfolgende Arbeiten auszuführen sein:

Die Untersuchung der chemischen und physikalischen Eigenschaften der Baustoffe einschließlich der Bindemittel und ganzer Bauteile,

die Untersuchung der Elastizität und Festigkeit des Baumaterials,

statische Untersuchungen an Bauteilen,

vorstehend aufgeführte Untersuchungen an ganzen Bauwerken, die in Ausführung begriffen oder bereits ausgeführt sind.

Im Bauwesen handelt es sich nicht nur darum, die Tragsicherheit der Bauwerke festzustellen, sondern auch zu untersuchen, ob sie gewisse an sie gestellte Bedingungen erfüllen. Die Schallsicherheit von Ingenieurhochbauten, die Wasserdurchlässigkeit, die Wasserdichtigkeit einzelner Konstruktionsteile, die Wärmeleitfähigkeit bei Hochbauten u. a. m. sind Untersuchungen, die in dieses Gebiet fallen.

Schließlich wird es eine Aufgabe der bautechnischen Versuchsanstalt sein, Untersuchungen über die Wirtschaftlichkeit der Baumaterialien und neuere Baumethoden anzustellen, um dadurch der Verschwendung entgegen zu arbeiten, wie sie vor dem Kriege geübt wurde, und die wir uns in Zukunft nicht gestatten können. Für die Übergangszeit bis zum Eintritt normaler Verhältnisse müssen die Ersatzbaustoffe und Ersatzbauweisen sorgfältig auf ihre Zweckmäßigkeit geprüft werden. Im Zusammenhang mit diesen Arbeiten stehen die Untersuchungen zur Einführung einer wirtschaftlichen Betriebsführung im Bauwesen.

Gerade die letztgenannten Aufgaben können nur durch verständnisvolles Zusammenarbeiten mit der ausführenden Praxis zum Nutzen der Allgemeinheit erfüllt werden.

Dieses im Vorstehenden skizzierte umfassende Programm ist so weitgehend, daß dessen Durchführung nur schrittweise möglich ist, um so mehr als es bei den wirtschaftlichen Verhältnissen nach dem Kriege nur unter den größten Schwierigkeiten möglich ist, die dazu notwendigen Einrichtungen zu schaffen.

B. Entstehung, Bau und Einrichtung der bautechnischen Versuchsanstalt.

Einleitend möge über die Entstehung der bautechnischen Versuchsanstalt in Karlsruhe Nachfolgendes berichtet werden:

Schon während des Krieges hat der Verfasser sich bemüht, eine Sammlung bei der Industrie einzuleiten, um an der technischen Hochschule in Karlsruhe im Anschluß an

den Lehrstuhl für Eisenbeton ein Forschungsinstitut für Zement, Beton und Eisenbeton zu schaffen. Das Institut sollte der wissenschaftlichen Forschung und der Ausbildung der Bauingenieure und Architekten dienen und gleichzeitig eine Beratungsstelle für Behörden und Industrie werden. Besonderer Wert sollte auf ein freies wissenschaftliches Arbeiten gelegt werden, nicht eingeengt von Beschlüssen irgend welcher Ausschüsse. Die Möglichkeiten für die Anwendung des Eisenbetons im Bauwesen sollten durch Klärung der noch ungeklärten Fragen studiert werden, die wissenschaftlichen Arbeiten zusammengefaßt und eine Zersplitterung vermieden werden. Es sollte eine vor dem Kriege oft beobachtete Wiederholung von Laboratoriumsarbeiten zugunsten neuer Arbeiten vermieden und dadurch an Kräften und Zeit gespart werden.

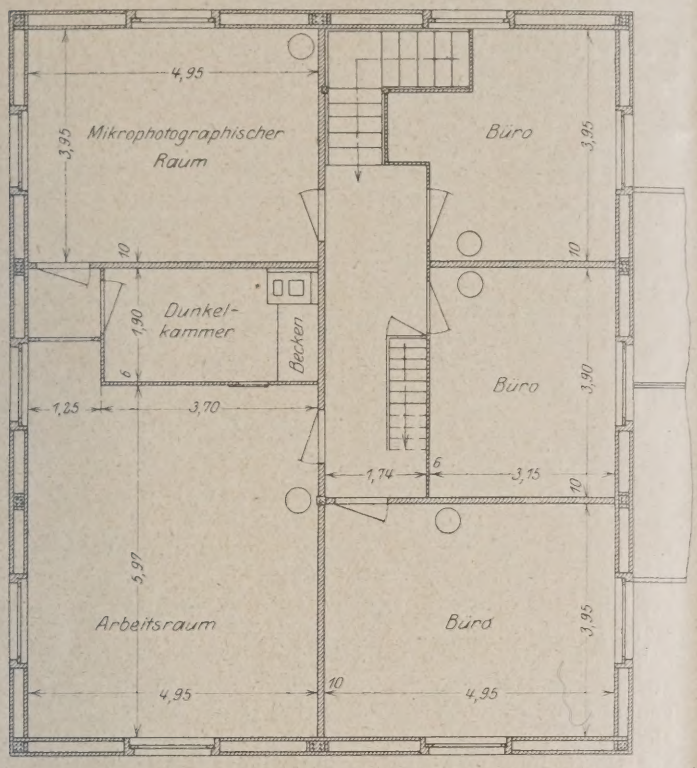


Abb. 4. Obergeschoß.

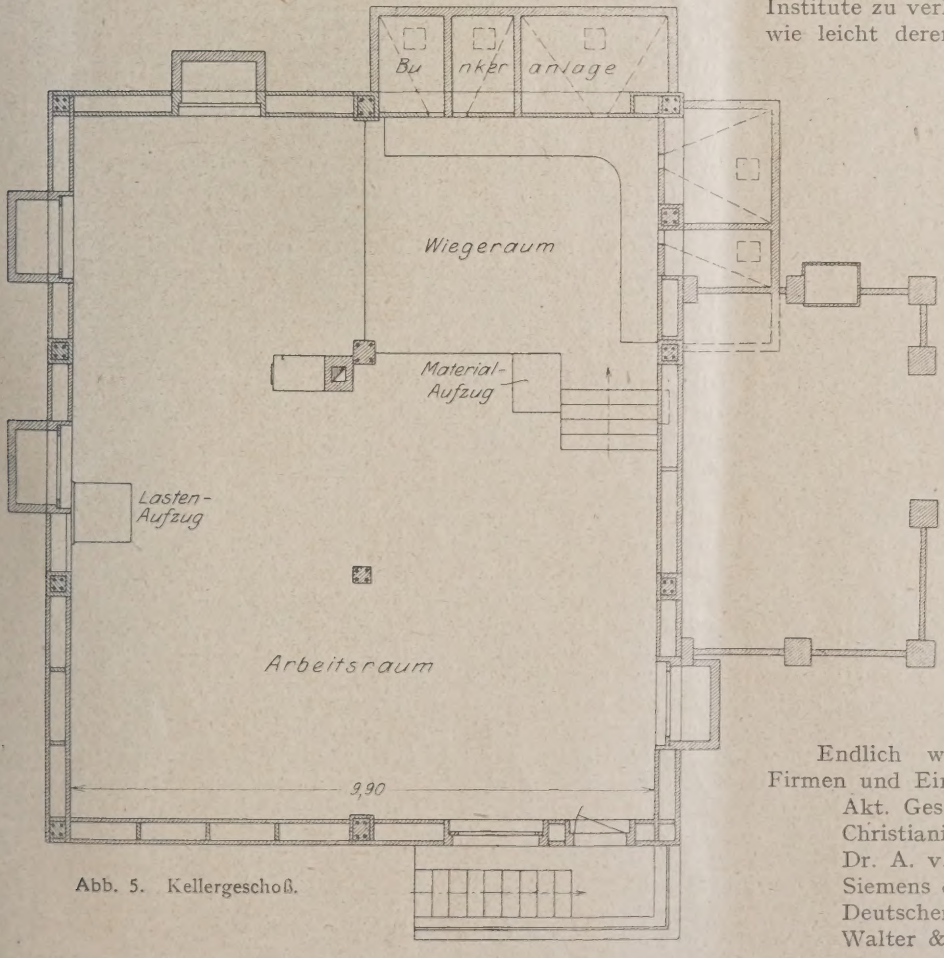


Abb. 5. Kellergeschoß.

Die zur Erlangung von Stiftungen eingeleiteten Bemühungen, die nur sporadisch in gewissen Ruhepausen während des Krieges fern von der beruflichen Arbeit betrieben werden konnten, waren nur zum Teil erfolgreich. Die vorher genannten weitreichenden Ziele zu erreichen, war leider nicht möglich.

Es war schon vor Beendigung des Krieges anzunehmen, daß der Staat, soweit er Interesse an der Errichtung von Instituten für die technischen Wissenschaften hatte, bei den schweren Lasten, die seiner harrten, an die Errichtung neuer Institute aus Staatsmitteln nicht denken konnte. Andererseits war es für jedermann, dem eine freie Entwicklung der technischen Wissenschaften am Herzen liegt, klar, daß Institute geschaffen werden müssen, die nicht nur für Forschungsarbeiten, sondern auch für den Ausbau des Unterrichtes an den technischen Hochschulen unentbehrlich geworden sind.

Es besteht kein Zweifel, daß derartige Forschungsinstitute entweder selbständig oder im Anschlusse an eine Technische Hochschule, keinesfalls in Abhängigkeit von einer Vereinigung einer Industriegruppe oder einer großen Unternehmung Ersprießliches für die Allgemeinheit zu leisten vermögen. Ohne die Bedeutung wissenschaftlicher Arbeiten der an einzelne Industrien oder Industriegruppen angeschlossenen Institute zu verkennen, mag doch darauf hingewiesen werden, wie leicht deren Untersuchungen einseitig werden.

Nach Kriegsende wurden die Bemühungen zur Erlangung von Stiftungen aus der Industrie, sei es durch Geldzuwendungen, sei es durch Lieferung von Maschinen mit Erfolg fortgesetzt.

Größere Beträge wurden gestiftet von nachfolgenden Firmen und Einzelpersonen:

Brenzinger & Co., Freiburg,
Dyckerhoff & Söhne, Amöneburg-Biebrich/Rh.,
Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Biebrich/Rh.,
Grün & Bilfinger, Mannheim,
Philipp Holzmann, A.-G., Frankfurt a. M.,
Geh. Rat Dr. Schott, Heidelberg,
Süddeutsche Zementverkaufsstelle, Heidelberg.
Züblin & Cie., Straßburg.

Die badische Vertriebsstelle in Karlsruhe hat aus dem durch den Verkauf entbehrlicher Heeresgeräte erzielten Reingewinn einen größeren Barbetrag gestiftet.

Endlich wurden kleinere Beiträge von nachfolgenden Firmen und Einzelpersonen zur Verfügung gestellt:

Akt. Ges. f. Beton- und Monierbau, Berlin,
Christiani & Nielsen, Hamburg.
Dr. A. v. Riepel, Nürnberg.
Siemens & Halske, Berlin SW., Bauabteilung,
Deutscher Traßbund,
Walter & Rank, Karlsruhe.

Hierzu kommen noch Schenkungen von:

Bayrischen Hüttenamt, Sonthofen: Eine vollständige Betonmischanlage,
verschiedene kleinere Maschinen, Apparate, Geräte usw.

Allen Stiftern sei an dieser Stelle auch der herzlichste Dank ausgesprochen. Besonders rühmend sei hervorgehoben, daß an die Stiftungen keine anderen Bedingungen geknüpft waren, als daß das Institut durch seine Arbeiten zur Vervollkommnung und zur Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues beitragen sollte.

Die durch den Ausgang des Krieges bedingten Veränderungen im allgemeinen Wirtschaftsleben und insbesondere im Bauwesen waren die Veranlassung, dem in Entstehung begriffenen Institute eine allgemeinere Grundlage zu geben. Es sollte die Möglichkeit bieten, wichtige Fragen der Rohstoffbeschaffung und -verarbeitung, die Fragen der Ersatzbaustoffe und der Ersatzbauweisen zu studieren und zu prüfen. Besonderes Augenmerk muß die bautechnische Versuchsanstalt den wirtschaftlichen Fragen zuwenden, besonders soweit die Ersparnisse an Kohlen und eine Entlastung der Transportmittel bedingen.

Auf dem zur Hochschule gehörenden Gelände des Fasanengartens wurde in Verbindung mit dem als Notstandsarbeit in Bau begriffenen Neubau der Bauingenieurschule unter Aufsicht des bauleitenden Architekten Prof. Sackur von dem Baugeschäft C. Wohlwend, Karlsruhe, ein kleiner Bau ausgeführt, (Abb. 1). Es ist ein einfacher Bau, der Zeit und den vorhandenen geringen Mitteln entsprechend, der nur für die nächsten Jahre zu den dringendsten Arbeiten ausreichen wird. Weder die Konstruktion noch das Material konnten einheitlich durchgeführt werden, da eine Anpassung an vorhandenes oder erreichbares Material notwendig war.

Die Abmessungen der Innenräume des dreistöckigen Baues, dessen Grundfläche 12,65 m × 10,65 m beträgt, sind in Abb. 2 bis 5 ersichtlich. Die Außenmauern bestehen aus 2 Reihen Betonplatten von 60 × 30 × 6 cm in einem Abstand von 33 und 20 cm für Umfassungswände von 45 und 32 cm Stärke. Der Aufbau der Wände erfolgte in der Weise, daß die äußere und innere Plattenwand aufgestellt und durch Platten gegeneinander abgesteift wurden. Die Platten bildeten gleichzeitig die Schalung für die hochgehenden Eisenbetonstützen des Traggerippes, für die Versteifungstützen und Fensterrahmen. Diese Ausführung erfolgte auf Vorschlag des Baugeschäfts Wohlwend an Stelle der vorher in Aussicht genommenen Backsteinmauern. Aus wärmetechnischen Gründen wurde nach den Erfahrungen bei den Münchener Versuchen dafür gesorgt, daß die Hohlräume nicht durch die Stockwerke hindurchgingen; dazu dienten einerseits die in Eisenbeton hergestellten Fensterstürze und die zur Verankerung des Gebäudes und zur Auflagerung für die Zwischendecken hergestellten Eisenbetonbalken längs der Umfassungswände.

Die Kellerdecke ist auch eine Ersatzkonstruktion; sie wurde als Betondecke zwischen Straßenbahnschienen hergestellt, weil dies das einzige Eisen war, das zur Zeit des Baues zu annehmbaren Preisen erhalten werden konnte. Die beiden anderen Zwischendecken sind Holzbalkendecken. Im Dachgeschoß sind die Balkenfelder der Holzkonstruktion mit Schlackenbeton ausgefüllt. Die Innenwände sind entweder aus Schlackenbeton in Holzfachwerk oder denselben Platten hergestellt wie die Außenwände.

Das Kellergeschoß ist unterteilt durch einen in Abb. 3 ersichtlichen 80 cm tiefer liegenden Wiegeraum, in dem die an der Nord- und Westseite liegenden vorgebauten 5 Materialbunker münden. Aus diesen läßt sich das Material direkt in die Mischgefäße abfüllen. Diese Einrichtung ist für den Unterrichtsbetrieb derart vereinfacht worden, damit das Zubringen von Mischgut mit wenig Arbeitskräften erfolgen kann.

Das Erdgeschoß ist durch eine Zwischenwand in eine 40 qm große Werkstätte und in den 80 qm großen Maschinenraum unterteilt, in welchem die notwendigsten und zurzeit vorhandenen Maschinen aufgestellt sind.

Zurzeit sind im Maschinenraum folgende Maschinen vorgesehen:

eine 500 Tonnen-Presse,
„ 30-Tonnen-Presse,
„ kleine Biegemaschine,
ein Normal-Mörtelmischer,
„ Hammerapparat,
2 Mischmaschinen verschiedener Systeme in Verbindung mit einer kleinen Modellmischanlage für den Laboratoriumsunterricht, die ins Kellergeschoß hineinreicht,
eine neue, von der Karlsruher Maschinenbau-Gesellschaft hergestellte Einrichtung zur Prüfung der Wasserdichtigkeit von Baumaterial und Bauteilen bis zu einem Wasserdruck von 50 Atmosphären; diese steht in Verbindung mit einer elektrisch angetriebenen Pumpanlage.

Für den Antrieb der Werkzeugmaschinen und der Mischmaschinen ist eine Transmission an den Pfeilern der im Erdgeschoß befindlichen Zwischenwand angebracht. Bis zur vollständigen Einrichtung der Werkstätte, die sich infolge der bekannten allgemeinen Schwierigkeiten verzögert hat, werden andere zur Hochschule gehörende Werkstätten in Anspruch genommen. In der Werkstätte sind ferner untergebracht eine Beton- und Steinsäge und eine Schleifmaschinenanlage zur Herstellung von Beton- und Steinschliffen.

In einem Fachwerkanbau befindet sich die vom bayrischen Hüttenamt Sonthofen gestiftete Mischmaschine. Sie ist der Ausgangspunkt für eine ins Freie führende Betonmischanlage, an die später die Einrichtungen angeschlossen werden sollen, die zu Untersuchungen mit Gußbeton notwendig sind.

Aus der Werkstätte führt eine Treppe in das Obergeschoß und in das als Lagerraum ausgebildete Dachgeschoß. Ein Raum im Obergeschoß, in dem eine etwa 3 Meter hohe mikrophotographische Einrichtung aufgestellt ist, ist bis ins Dachgeschoß durchgeführt.

Beim Bau und bei der Einrichtung des Institutes mußte mit den vorhandenen bei der heutigen Geldentwertung ganz besonders bescheidenen Mitteln außerordentlich gespart werden. Die Räume mußten mit Rücksicht auf die hohen Baukosten sehr weit ausgenutzt werden. Trotz aller Schwierigkeiten, die sich nicht nur in den Arbeiter- und Materialverhältnissen bemerkbar machten, ist es möglich geworden, den Bau so weit zu fördern, daß im März 1920 die ersten Arbeiten begonnen werden konnten.

Die räumliche Ausdehnung und die maschinellen Einrichtungen der neuen bautechnischen Versuchsanstalt bleiben weit zurück hinter denjenigen Einrichtungen, die man für einen solchen Fall vor dem Kriege aufgewendet hätte. Aus diesen bescheidenen Anfängen soll der weitere Ausbau schrittweise nach Bedarf erfolgen.

Über die Arbeiten der bautechnischen Versuchsanstalt werden zwanglose Mitteilungen herausgegeben werden. Der Zeit entsprechend werden diese sich nur auf das Wesentliche beschränken. Das Beobachtungsmaterial sowie Einzelheiten aller Untersuchungen, die nicht zum Verständnis der Veröffentlichungen unbedingt notwendig sind, werden im Institut gesammelt werden und können im Bedarfsfalle Außenstehenden zugänglich gemacht werden.

VERSUCHE MIT ZWEI BRÜCKENTRÄGERN AUS EISENBETON, WELCHE AUF DREI PUNKTEN GELAGERT WAREN, UND BEI DENEN DIE BELASTUNGEN AUSSERHALB DER SYMMETRIEEBENE WIRKTEN.

(Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Von Otto Graf.

Die Hafenabteilung der Stadtverwaltung Mülheim a. d. Ruhr hat Ende 1913 die Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart mit der Herstellung und Prüfung von 2 Eisenbetonträgern beauftragt, die als Modellträger der Ruhrbrücke Speldorf-Styrum zu bauen waren.

Diese Brücke hat 15 Öffnungen mit Eisenbetonträgern und 3 Öffnungen mit eisernem Überbau. Die Eisenbetonbrücken sind gemäß Abb. 1 ausgeführt; wesentlich ist dabei,

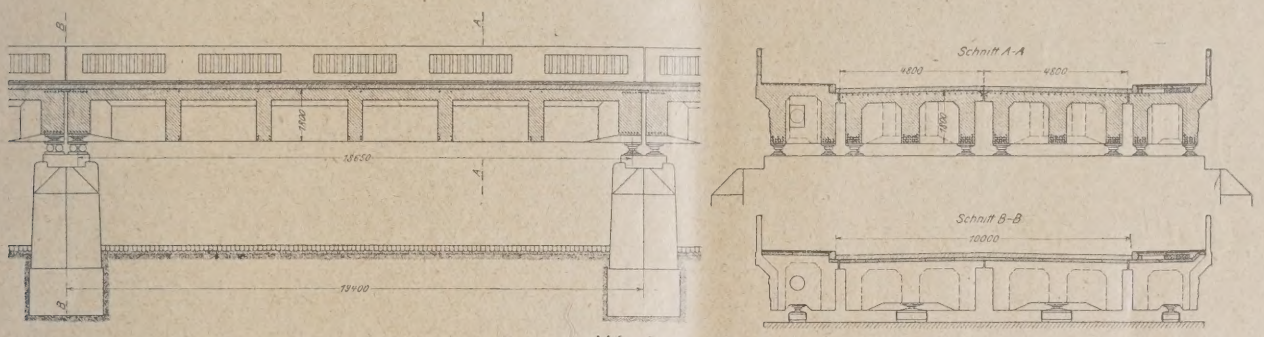


Abb. 1.

daß die Brücke jeder Öffnung aus 4 Trägern besteht und daß diese Träger nicht wie üblich 4, sondern 3 Auflager haben. Diese Bauart ist gewählt, um dem Einfluß ungleicher Setzungen der Widerlager zu begegnen, mit denen im Bezirk der Baustelle zu rechnen ist [1]).

Wenn an den Rändern eines Trägers, der nur 3 Auflager hat, Lasten wirken, so werden Drehungsbeanspruchungen wachgerufen. Über die Wirkung dieser Beanspruchungen ein Bild zu bekommen, war Aufgabe der Versuche.

Wenn sich auch die Untersuchungen nur auf 2 Träger erstrecken, so erscheinen sie doch von weitgehendem Interesse. Die Materialprüfungsanstalt hat deshalb die Bauleitung Anfang 1919 um Zustimmung zur Veröffentlichung der Ergebnisse gebeten, die in sehr dankenswerter Weise ohne weiteres erteilt wurde.

I. Bauart der Versuchskörper.

Es wurden 2 Körper, bezeichnet 934 und 937, hergestellt.

Die Bauart der Versuchskörper ist aus den Abb. 2 bis 8 ersichtlich. Einen weiteren Einblick gewähren die photographischen Abbildungen 9 und 10, in welchen die Eiseneinlagen des zuerst hergestellten Körpers 934 im Zustand vor dem Einbetonieren dargestellt sind.

Im einzelnen ist folgendes hervorzuheben:

Die drei Längsbalken, Abb. 2, 3, 5 u. 7 enthalten entsprechend den Verhältnissen des Bauwerks kräftige Längsbewehrung und eine durch Bügel und aufgebogene Eisen geschaffene Bewehrung gegen Schubkräfte. Im mittleren Teil enthalten die Längsbalken keine Bügel.

Die zwei Querbalken an den Balkenenden sind wie die Längsträger stark bewehrt. Die mittleren fünf Querträger enthalten nur schwache Bewehrung. Alle Querbalken sind mit Bügeln versehen.

Die Platte enthält eine Querbewehrung der üblichen Art (Abb. 2, 6, 8), außerdem eine Bewehrung gegen Torsionskräfte, welche nach zwei Richtungen unter 30° Neigung zur Längsachse der Versuchskörper eingelegt ist (Abb. 8 und 9).

Ferner gelangten 5 Würfel von 30 cm Kantenlänge zur Herstellung.

[1]) Gemäß Mitteilung der Bauleitung sind die Entwürfe nach Angabe von Baurat Trier durch Regierungsbaumeister Vollmer bearbeitet worden; die statische Berechnung und die Ausführung der Einzelzeichnungen lagen Dipl.-Ing. Söffing bei der bauausführenden Firma Eisenbeton-Baugesellschaft m. b. H. Otto Flügel ob. — An der Durchführung der Versuche war Ingenieur Brenner wesentlich beteiligt.

II. Materialien der Versuchskörper.

Zusammensetzung und Würfelfestigkeit des Betons.

1. Materialien.

Als Betonmaterial wurden verwendet:

Zement von den Portlandzementwerken Heidelberg und Mannheim A.G. in Heidelberg,

Rheinsand und Rheinkies aus der Nähe von Speyer.

Die Materialien sind die gleichen, wie sie zu den Versuchen verwendet wurden, über die in Heft 30 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1915, berichtet ist (vgl. S. 15 daselbst).

Zu den Eiseneinlagen wurde gewöhnliches Handelseisen verwendet. Die Prüfung ergab

für	5	6	8	10	16	18	20 mm Rundeisen
die obere Streckgrenze zu*) . . .	2756	2670	3083	2955	2657	2794	3296 kg/qcm
die untere Streckgrenze zu*) . . .	2730	2642	2953	2826	2625	2735	3191 „
die Zugfestigkeit zu	4168	4045	4120	3966	3918	3927	4701 „

2. Zusammensetzung des Betons.

Die Zusammensetzung des Betons betrug

1 Raumteil Zement,
2 Raumteile Rheinsand,
3 Raumteile Rheinkies,
9,4 Gewichtsprozente Wasser.

Der Wasserzusatz liegt zwischen Wasserzusatz α, d. i. ein solcher, der bei Eisenbeton in der Regel nicht wohl unterschritten werden darf, und Wasserzusatz β, der als obere Grenze für die gewöhnliche Verwendung bei Eisenbeton anzusehen ist.

*) Vergl. C. Bach, Elastizität und Festigkeit, § 3.

3. Würfelfestigkeit des Betons.

Die Druckfestigkeit, ermittelt im Alter von rd. 29 Tagen, ergab sich bei den Würfeln

934a	934b	937a	937b	937c
zu 209	206	204	200	204 kg/qcm,

im Mittel zu 205 kg/qcm.

Bei der Anfertigung der Würfel gelangten die üblichen eisernen Formen zur Verwendung.

IV. Durchführung der Versuche.

Das Alter der Balken bei Beginn der Prüfung betrug beim

Balken 934 . . 28 Tage,

„ 937 . . 30 Tage.

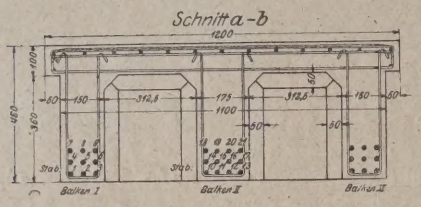


Abb. 2.

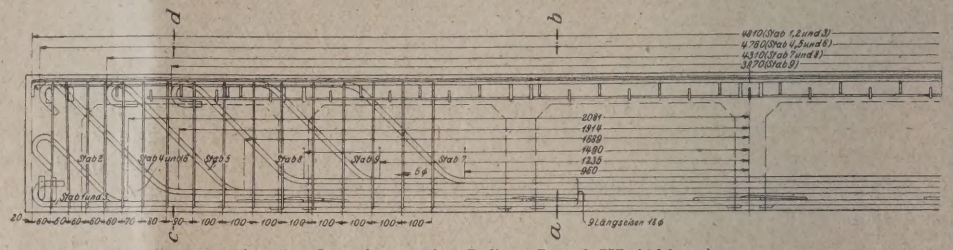


Abb. 3. Bewehrung der Balken I und III (Abb. 2).

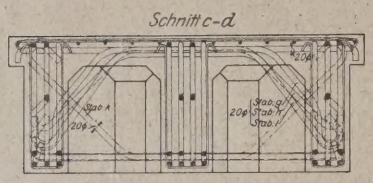


Abb. 4.

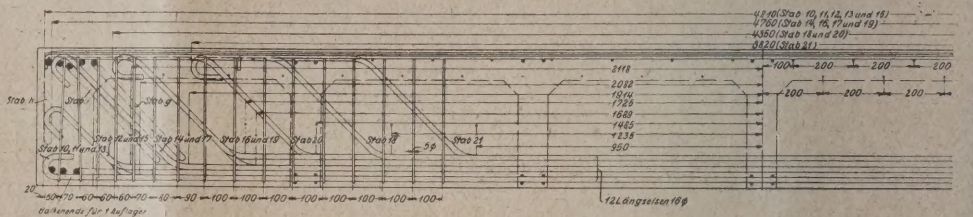


Abb. 5. Bewehrung des Balkens III (Abb. 2).

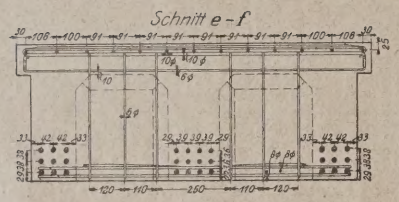


Abb. 6.

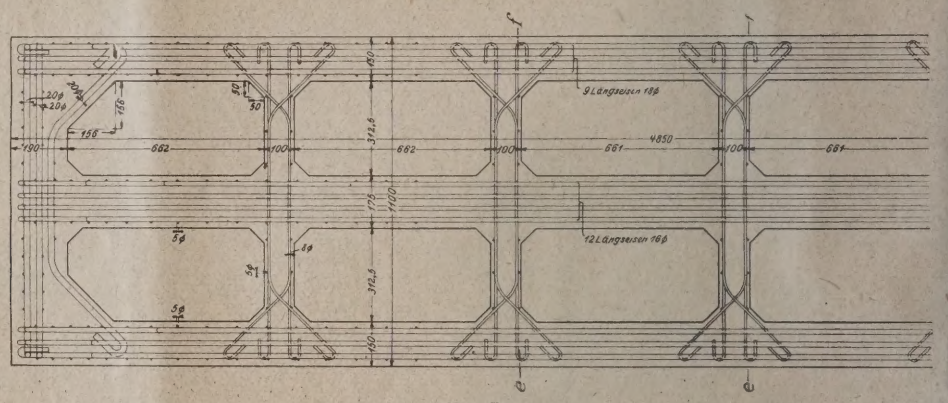


Abb 7

II. Herstellung der Versuchskörper.

Die Versuchskörper wurden in der Materialprüfungsanstalt von deren Arbeitern hergestellt.

Die Balken blieben 6 Tage in der Form (liegende Form aus Tannenholz); während dieser Zeit war die obere Fläche mit nassen Säcken bedeckt. Dann wurde der Versuchskörper angehoben, hierauf die Seitenwandungen entfernt und der Balken auf feuchten Sand gesetzt. Auch hier waren die oberen Fläche und die Seitenflächen stets mit feuchten Säcken bedeckt. Einige Tage vor der Prüfung wurde der Balken in die Prüfungsmaschine gebracht und für die Untersuchung vorbereitet; auch hier sind — soweit dies bei Ausführung der Arbeiten möglich war — die Flächen der Versuchskörper mit nassen Säcken bedeckt gewesen bis zum Prüfungstage.

Die Versuchseinrichtung (mit Balken 937) ist in Abb. 11 dargestellt[2]).

Die Prüfung des Balkens 934 erfolgte gemäß Abb. 12 bis 15. Am linken Ende sind zwei Widerlager, am rechten Ende ein Widerlager angeordnet. Die Belastung wurde an 5 Stellen gemäß Abb. 13 aufgebracht, und zwar in folgender Weise. Zunächst wirkte die Anfangslast von zusammen $P_1 = 97$ kg an den drei Stellen nahe dem einen Rande des Balkens. Dann folgte Gesamtbelastung $P_1 = 1000$ kg. Unter dieser Belastung wurden die Flächen des Versuchskörpers nach Rissen abgesucht. Es waren keinerlei Risse wahrzunehmen. Nach 5 Minuten Dauer von $P_1 = 1000$ kg erfolgt

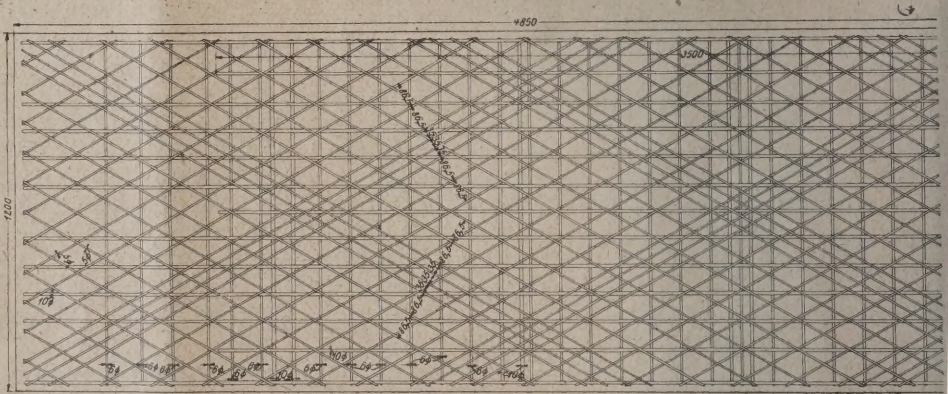


Abb. 8.

[2]) Vergl. auch Heft 30 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1915, s. 19 bis 21.

die Ablesung der Instrumente (s. u.). Sodann wurde auf die Anfangslast $P_1 = 97$ kg zurückgegangen und nach 5 Minuten wieder der Stand der Instrumente bestimmt. Hierauf folgte Belastung auf $P_1 = 2000$ kg, Entlastung auf $P_1 = 97$ kg, Belastung auf $P_1 = 3000$ kg, Entlastung auf $P_1 = 97$ kg.

Da bei Steigerung der Belastung über $P_1 = 3000$ kg hinaus, etwa auf $P_1 = 4000$ kg, Umkippen des Balkens eingetreten wäre, so wurde jetzt die Belastung P_2 aufgebracht an den in Abb. 12 und 13 bezeichneten zwei Stellen. Zunächst wirkte $P_2 = 4000$ kg allein, dann folgte $P_1 = 2400$ kg und $P_2 = 4000$ kg gemeinsam, hierauf $P_1 = 4800$ kg und $P_2 = 4000$ kg usf., wie aus den Spalten 1 und 2 der Zusammenstellung 2 hervorgeht.

Über die Anordnung der Belastung bei der Prüfung des Balkens 937 gibt Abb. 16 Auskunft. Die Größe der gewählten Lasten P_1 und P_2 ist aus den Spalten 1 und 2 der Zusammenstellung 4 ersichtlich.

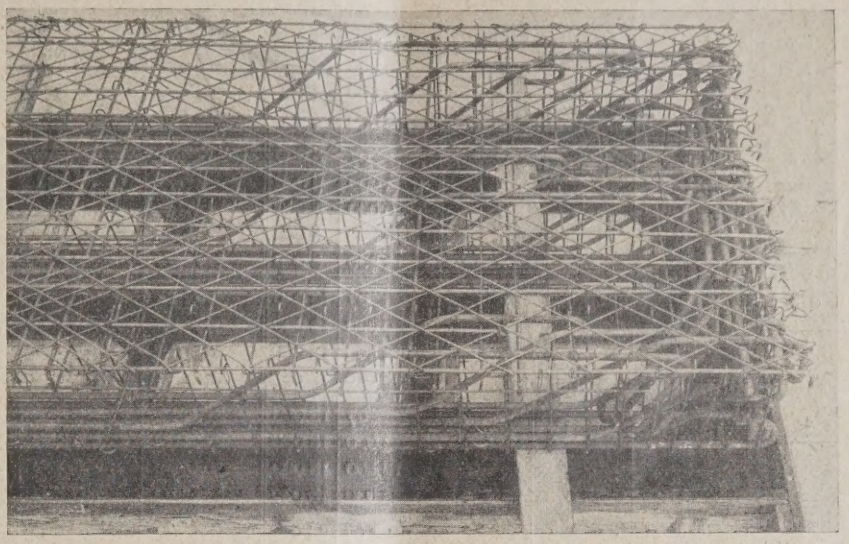


Abb. 9. Eiseneinlagen des Balkens 934.

Beobachtet wurden

1. die Belastung, unter welcher die ersten Risse sich einstellen, sowie das Fortschreiten der Risse mit steigender Last,
2. die gesamten, bleibenden und federnden Bewegungen der Punkte 1 bis 8 an der oberen Balkenfläche, Abb. 17, in senkrechter Richtung gegenüber einem eisernen Rahmen der in den Punkten a, b und c gestützt war,
3. die gesamten, bleibenden und federnden Längenänderungen der in Abb. 18 bis 20 bezeichneten Strecken,
4. die Belastung, durch welche die Zerstörung erfolgte.

V. Versuchsergebnisse.

Die Abmessungen der Balken sind aus Abb. 21 bis 23 (Balken 934), sowie 24 u. 25 (Balken 937) ersichtlich.

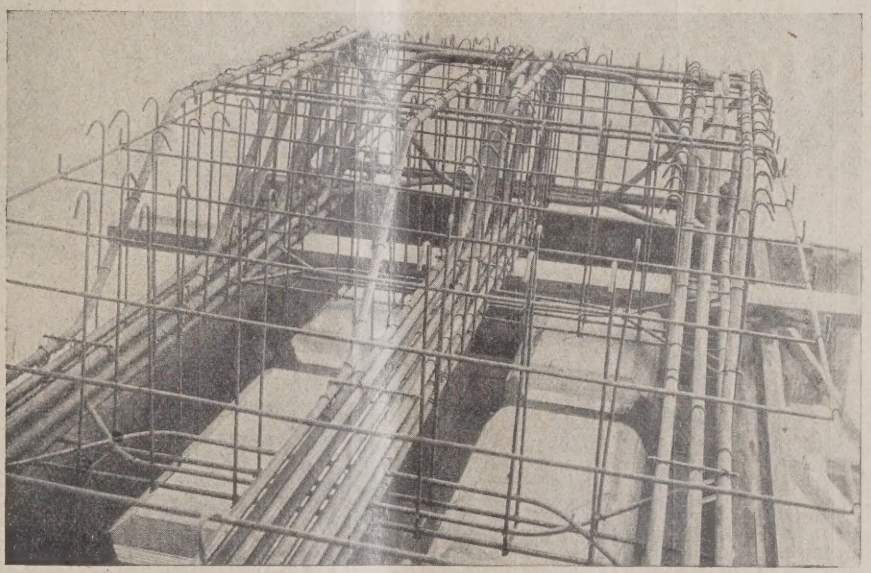


Abb. 10. Eiseneinlagen des Balkens 934. Die in Abb. 9 ersichtliche schräge Plattenbewehrung ist hier noch nicht vorhanden.

1. Balken 934.

Zunächst werden die Beobachtungen bei der Rißbildung wiedergegeben.

Unter $(P_1 = 6000\text{ kg}) + (P_2 = 4000\text{ kg})$ d. i. $P_1 + P_2 = 10\,000$ kg, war noch kein Riß wahrzunehmen.

Unter $(P_1 = 7000\text{ kg}) + (P_2 = 4000\text{ kg})$ sind die ersten Risse festgestellt worden, und zwar an den aus Abb. 26 ersichtlichen 19, mit „r" bezeichneten Stellen. Die Risse traten hiernach an der unteren Fläche auf, und zwar an den Ecken der Längs- und Querbalken. Die Lage und der Verlauf der Risse sind sichtlich durch das von P_1 und P_2 in bezug auf die Längsachse des Balkens erzeugte Moment beeinflußt [3]). Namentlich erscheint auch beachtenswert, daß die Risse über einen großen Teil der Balkenlänge verteilt aufgetreten sind; lediglich an den Öffnungen am weitesten rechts war noch kein Riß erschienen.

Unter der folgenden Last $(P_1 = 8000\text{ kg}) + (P_2 = 4000\text{ kg})$, Abb. 27, waren 6 neue Risse, ebenfalls an den Ecken der Längs- und Querbalken, aufgetreten.

Bei Fortsetzung des Versuches mit den in Zusammenstellung 2 angegebenen Belastungen vermehrten und verlängerten sich die Risse. Die Darstellung der Rißentwicklung muß sich aber infolge des Umfanges der erforderlichen Zeichnungen auf einzelne Stufen beschränken.

Abb. 28 zeigt den Zustand unter $(P_1 = 6000\text{ kg}) + (P_2 = 8000\text{ kg})$. Unter dieser Last ist erstmals auf einer Seitenfläche ein kurzer schräger Riß aufgetreten (bei „s" in Abb. 28).

In Abb. 29 sind die Risse wiedergegeben, die unter $(P_1 = 9000\text{ kg}) + (P_2 = 8000\text{ kg})$ vorhanden waren. Auf der unteren Fläche sind jetzt Risse zu erkennen, welche die Längsrippen senkrecht kreuzen, also auf Zugbeanspruchung durch Biegungskräfte zurückzuführen sind.

Auf den äußeren Seitenflächen zeigen sich Risse, die von der unteren Fläche ausgehen.

Abb. 30 gibt den Zustand unter $(P_1 = 13\,000\text{ kg}) + (P_2 = 8000\text{ kg})$ wieder. Die Risse auf der unteren Fläche und an den Seitenflächen haben sich stark vermehrt und viele sind länger geworden.

[3]) Vergl. hierzu C. Bach und O. Graf, Heft 16 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1912, S. 4 u. f., ferner C. Bach, Elastizität und Festigkeit, 7. Aufl. § 35.

Im vorliegenden Fall wird u. a. zu beachten sein, daß die Längsrippen infolge ihres Zusammenhanges mit der Platte und der Anordnung der Lasten P_1 und P_2 verschieden große Verdrehung erfahren würden, hieran aber durch die Querrippen mehr oder minder gehindert werden.

Zusammenstellung 1.

1	2	3
Bezeichnung	Balken 934	Balken 937
Herstellungstag	27. 1. 1914	10. 2. 1914
Prüfungstage	24. bis 27. 2. 1914	12. und 13. 3. 1914
Alter bei der Prüfung	28 bis 31 Tage	30 bis 31 Tage
Durchmesser der Einlagen in der Zugzone:		
Stäbe 1 bis 9	1,79 bis 1,80 cm	1,79 bis 1,80 cm
Stäbe 10 bis 21	1,58 bis 1,62 cm	1,57 bis 1,62 cm
Stäbe 22 bis 30	1,79 bis 1,80 cm	1,79 bis 1,80 cm
Querschnitt f_e	69,8 qcm	69,9 qcm
Gesamtgewicht aller Eiseneinlagen	—	451 kg
Die Laststufen sind angegeben in den	Zusammenstellungen 2 und 3	Zusammenstellungen 4 und 5

Zusammenstellung 3.

Momente in bezug auf die Längsachse am Balken 934.

1	2	3	4	5	6	7
Belastung		Momente in kgc. m auf den Strecken [2]				
P_1 kg	P_2 kg	A—I	I—II	II—III	III—IV	IV—V
97	0	**4 607**	**4 607**	3 072	3 072	1 536
1 000	0	**47 500**	**47 500**	31 667	31 667	15 833
2 000	0	**95 000**	**95 000**	63 333	63 333	31 667
3 000	0	**142 500**	**142 500**	95 000	95 000	47 500

Fortsetzung von Zusammenstellung 3.

1	2	3	4	5	6	7
Belastung		Momente in kgc. m auf den Strecken				
P_1 kg	P_2 kg	A—I	I—II	II—III	III—IV	IV—V
97	4 000	**— 65 393**	— 40 393	— 41 928	3 072	1 536
2 400	4 000	44 000	69 000	31 000	**76 000**	38 000
4 800	4 000	158 000	**183 000**	107 000	152 000	76 000
6 000	4 000	215 000	**240 000**	145 000	190 000	95 000
7 000	4 000	262 500	**287 500**	176 667	221 667	110 833
8 000	4 000	310 000	**335 000**	208 333	253 333	126 667
97	8 000	**— 135 393**	— 85 993	— 86 928	3 072	1 536
3 000	8 000	2 500	52 500	50 000	**95 000**	47 500
6 000	8 000	145 000	**195 000**	100 000	190 000	95 000
9 000	8 000	287 500	**337 500**	195 000	285 000	142 500
13 000	8 000	477 500	**527 500**	321 667	411 667	205 833
97	12 000	**— 205 393**	— 130 393	— 131 928	3 072	1 536
9 000	12 000	217 500	**292 500**	150 000	285 000	142 500
13 500	12 000	431 250	**506 250**	292 500	427 500	213 750
18 000	12 000	645 000	**720 000**	435 000	570 000	285 000
97	18 000	**— 310 393**	— 197 893	— 199 428	3 072	1 536
12 000	18 000	255 000	367 500	177 500	**380 000**	190 000
18 500	18 000	563 750	**676 250**	383 333	585 833	292 917
25 000	18 000	872 500	**985 000**	589 167	791 667	395 833
97	24 000	**— 415 393**	— 265 393	— 266 928	3 072	1 536
20 000	24 000	530 000	**680 000**	363 333	633 333	316 667
26 000	24 000	815 000	**965 000**	553 333	823 333	411 667

Zusammenstellung 2.

Auflagerkräfte und Biegungsmomente am Balken 934 (unter Berücksichtigung des Eigengewichts).

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Belastung		Auflagerkräfte [1]		Biegungsmomente M_b in kg. cm				
P_1 kg	P_2 kg	$A_1 + A_2$ kg	B kg	im Querschnitt I [1]	II	III	IV	V
97	0	2 139	2 188	135 940	**235 170**	216 060	182 240	74 430
1 000	0	2 365	2 865	154 070	**296 430**	274 520	237 650	100 700
2 000	0	2 615	3 615	174 120	**364 210**	339 170	299 040	129 800
3 000	0	2 866	4 364	194 250	**432 260**	404 130	360 320	158 860
97	4 000	4 467	3 860	322 650	**484 490**	477 680	376 700	139 310
2 400	4 000	5 043	5 587	368 850	**640 640**	626 650	518 050	206 310
4 800	4 000	5 644	7 386	417 050	**803 570**	782 120	665 280	276 110
6 000	4 000	5 944	8 286	441 110	**884 900**	859 700	738 950	311 030
7 000	4 000	6 194	9 036	461 160	**952 680**	924 350	800 340	340 130
8 000	4 000	6 444	9 786	481 210	**1 020 450**	989 000	861 730	369 230
97	8 000	6 795	5 532	509 360	733 810	**739 310**	571 150	204 180
3 000	8 000	7 521	7 709	567 580	**930 630**	927 060	749 340	288 650
6 000	8 000	8 272	9 958	627 810	**1 134 220**	1 121 320	933 400	375 910
9 000	8 000	9 022	12 208	687 960	**1 337 550**	1 315 270	1 117 580	463 210
13 000	8 000	10 023	15 207	768 240	**1 608 920**	1 574 180	1 463 030	579 570
97	12 000	9 122	7 205	695 980	982 860	**1 000 620**	765 720	269 090
9 000	12 000	11 350	13 880	874 670	**1 586 870**	1 576 890	1 312 030	528 080
13 500	12 000	12 476	17 254	964 970	**1 892 130**	1 868 120	1 588 180	658 990
18 000	12 000	13 601	20 629	1 055 200	**2 197 110**	2 159 050	1 864 440	789 940
97	18 000	12 614	9 713	976 040	1 356 840	**1 393 050**	1 057 400	366 400
12 000	18 000	15 592	18 638	1 214 880	**2 164 170**	2 163 270	1 787 880	712 690
18 500	18 000	17 218	23 512	1 345 280	**2 604 980**	2 583 810	2 186 810	901 800
25 000	18 000	18 844	28 386	1 475 690	**3 045 790**	3 004 340	2 585 740	1 091 010
97	24 000	16 106	12 221	1 256 100	1 730 820	**1 785 480**	1 349 080	463 710
20 000	24 000	21 085	27 145	1 655 410	**3 080 630**	3 073 210	2 570 580	1 042 760
26 000	24 000	22 586	31 644	1 775 790	**3 487 550**	3 461 420	2 938 820	1 217 330

[1]) Vergl. Abb. 12. — [2]) Vergl. Abb. 12.

Die Risse an den Seitenflächen beginnen an der unteren Kante etwa senkrecht, dann aber verlaufen sie geneigt zur unteren Balkenfläche, wobei die Neigung der Risse auf der einen Seitenfläche zum linken Balkenende, auf der anderen Seitenfläche aber zum rechten Balkenende gerichtet ist. Die Neigung beträgt etwa 45° bis 60°. Dieser Verlauf der Risse an den Seitenflächen ist als eine Folge der zusammengesetzten Beanspruchung des Versuchskörpers anzusehen.

Abb. 31 stellt den Zustand unter ($P_1 = 13\,500$ kg) + ($P_2 = 12\,000$ kg) dar. Namentlich auf der unteren Fläche hat sich die Zahl der Risse bedeutend vermehrt. Auf der linken Stirnfläche (bei den Auflagern A_1 und A_2) erschien erstmals ein Riß; er geht von der unteren Fläche aus. Ferner ist hier auf den Riß „t" an der unteren Fläche der Druckplatte zu verweisen.

Die folgende Abb. 32 gibt über den Zustand unter der Belastung ($P_1 = 18\,000$ kg) + ($P_2 = 12\,000$ kg) Aufschluß. Von den Stirnflächen ausgehend, sind erstmals auf der oberen Fläche Risse aufgetreten.

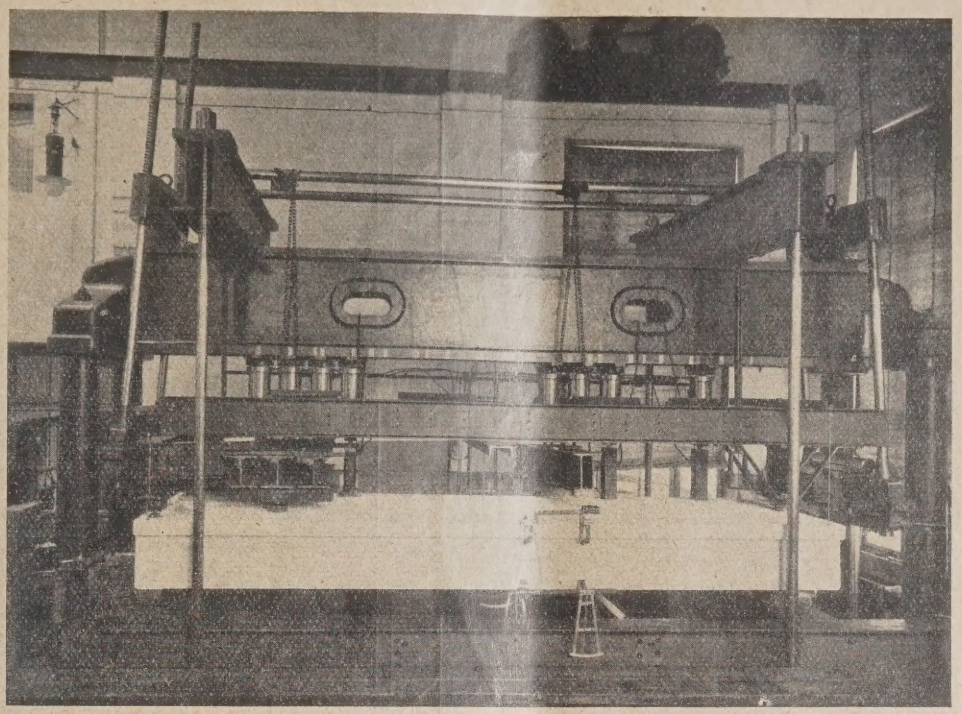


Abb. 11. Versuchseinrichtung.

Abb. 33 gilt für den Zustand unter ($P_1 = 18\,500$ kg) + ($P_2 = 18\,000$ kg). Zu beachten sind die zahlreichen Risse an der unteren Fläche der Druckplatte. Auch tritt deutlich hervor, daß auf der untengezeichneten Seitenfläche die Neigung der Risse gegen das rechte Ende hier geringer wird. Die Ursache ist in der Wirkung der Schubbeanspruchungen durch die Querkräfte zu suchen, welche — falls sie allein vorhanden wären — im rechten Teil der bezeichneten Fläche Risse mit entgegengesetzter Neigung hervorrufen würden [4]).

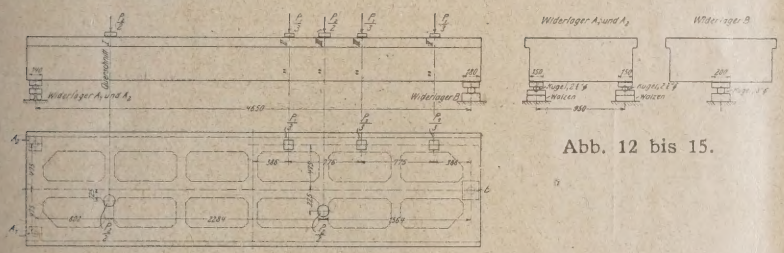


Abb. 12 bis 15.

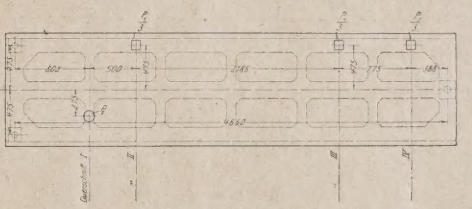


Abb. 16. Lastanordnung für Balken 937.
(Anordnung der Widerlager vergl. Abb. 13 bis 15.)

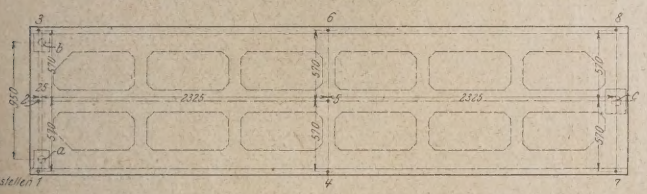


Abb. 17.

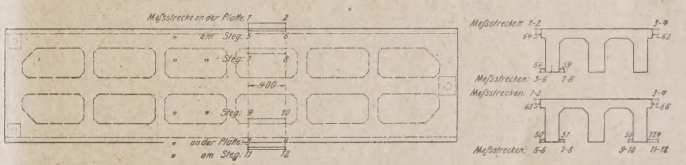


Abb. 18 bis 20. (Abb. 19 gilt für Balken 934, Abb. 20 für Balken 937.)

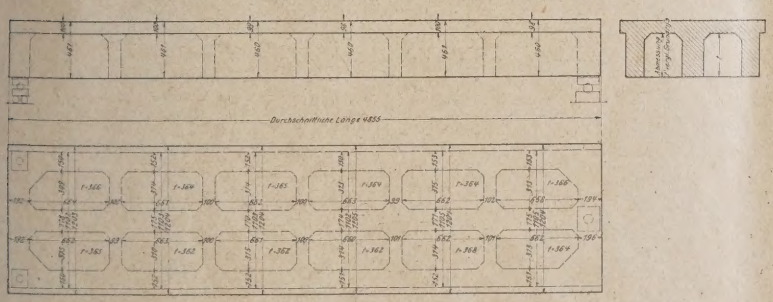


Abb. 21 bis 23. Abmessungen des Balkens 934.

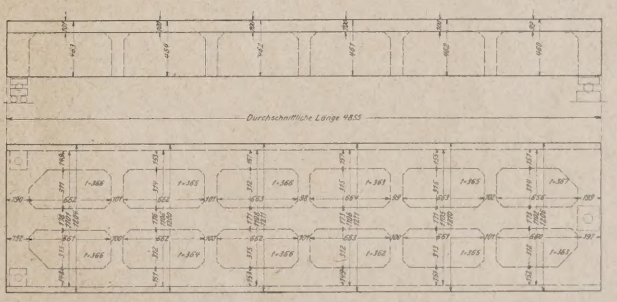


Abb. 24 und 25. Abmessungen des Balkens 937.

In Abb. 34 sind die Risse dargestellt, welche bei ($P_1 = 25000$ kg) + ($P_2 = 18000$ kg) vorhanden waren. Auf der

[4]) Vergl. z. B. Heft 12 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1911, S. 25 u. f.

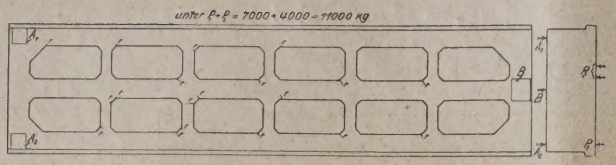


Abb. 26.

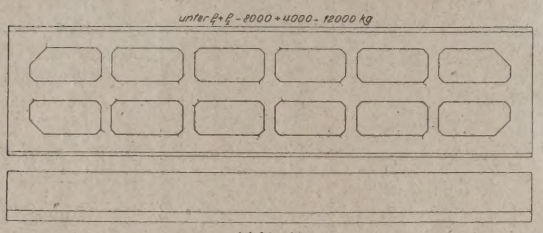


Abb. 27.

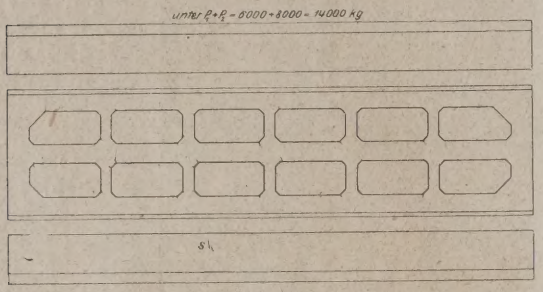


Abb. 28.

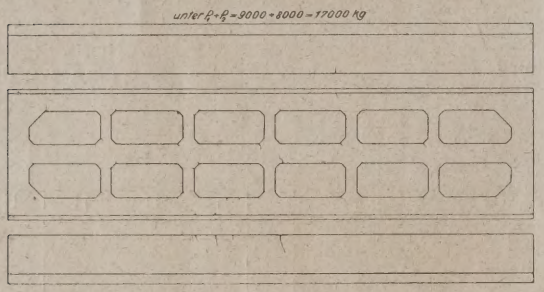


Abb. 29.

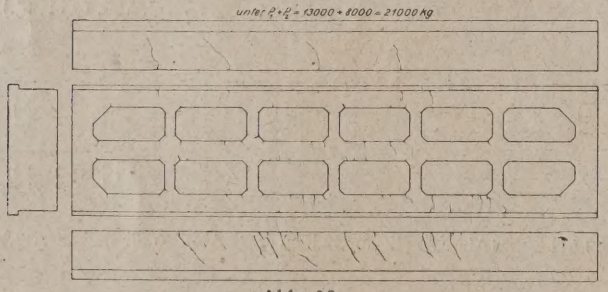


Abb. 30.

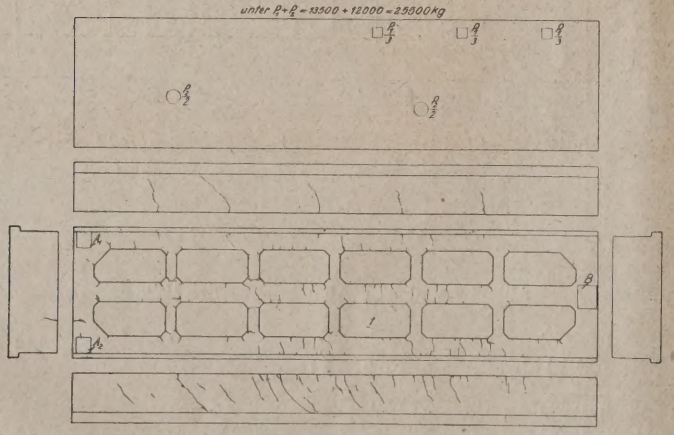


Abb. 31.

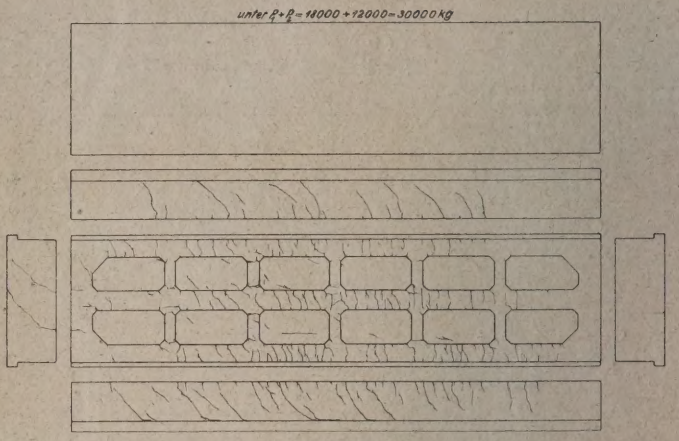


Abb. 32.

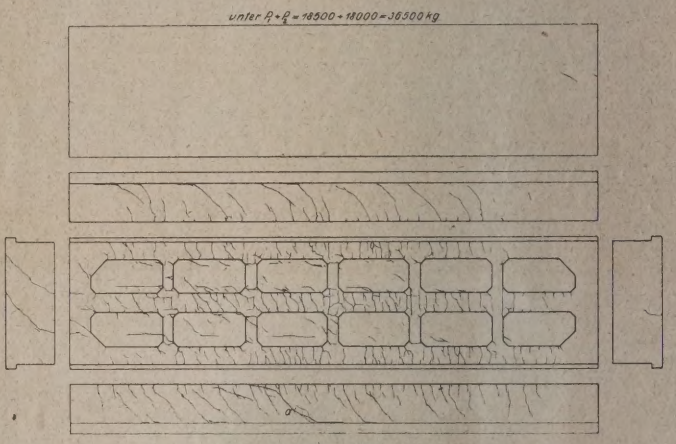


Abb. 33.

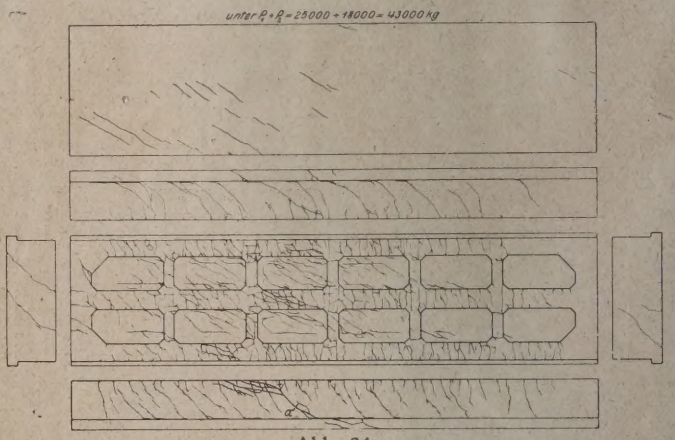


Abb. 34.

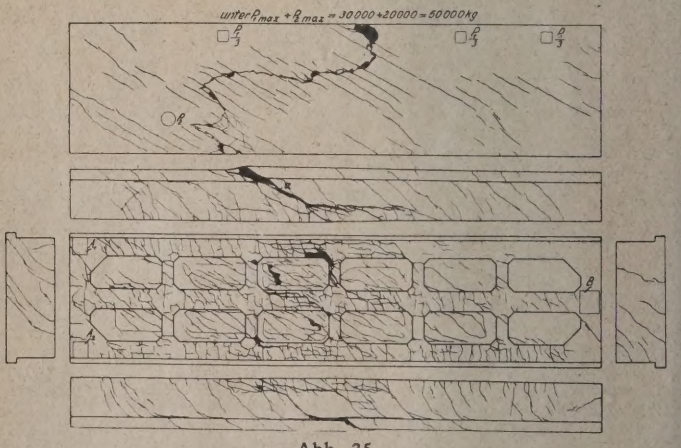


Abb. 35.

oberen Fläche liegen jetzt 20 Risse; sie verlaufen meist unter etwa 30° gegen die Balkenachse[5]). Auf der einen Seitenfläche klafft Riß „a" etwa 9 mm.

Unter ($P_1 = 26000$ kg) + ($P_2 = 24000$ kg), Abb. 35, ist die Widerstandsfähigkeit des Balkens nach 1. Minute er-

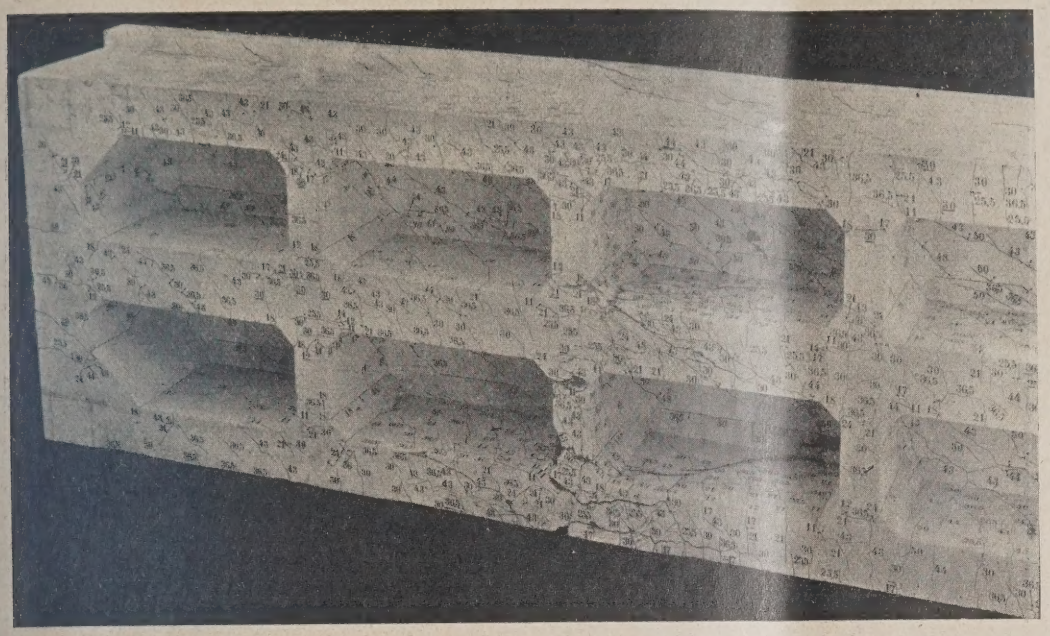


Abb. 36. Balken 934.

schöpft. Die Zerstörung ging von dem klaffenden Riß in der unten gezeichneten Längsrippe aus[6]).

Einen weiteren Einblick geben die photographischen Abbildungen 36 bis 39.

Werden diese Abbildungen ins Auge gefaßt, so ist bei Betrachtung des Verlaufs der Risse auf den Seitenflächen der drei Längsrippen zu erkennen, daß die Neigung der Risse — abgesehen von den unter $P_1 + P_2 = 97 + 24000$ kg, sowie den beim Bruch aufgetretenen Rissen — auf den beiden Seiten **jeder** Längsrippe gegenläufig ist. Daraus geht hervor, daß jede Rippe als solche auf Verdrehung beansprucht anzusehen ist.

Die Belastung beim Erscheinen deutlich schiefer Risse an den Seitenflächen der Längsrippen betrug bei den äußeren Rippen (150 mm breit)

($P_1 = 13000$) + ($P_2 = 8000$) = 21000 kg,

bzw. ($P_1 = 9000$) + ($P_2 = 8000$) = 17000 kg,

bei der mittleren Rippe (175 mm breit)

($P_1 = 13000$) + ($P_2 = 8000$) = 21000 kg.

In bezug auf die Querrippen lassen die Erscheinungen bei der Rißbildung eine wesentliche Bedeutung für die Übertragung der Drehungsmomente nicht erkennen.

Weiter ist aus den Abb. 34 bis 39 zu entnehmen, daß die Risse in der Platte auf der oberen und unteren Fläche gegenläufig sind, in dem Sinne, wie sie bei Drehungsbeanspruchung von Körpern mit einem einfach rechteckigen Querschnitt auftreten.

Im ganzen dürfte den Versuchen zu entnehmen sein, daß der Verdrehungswiderstand des Balkenquerschnitts näherungsweise anzusehen ist als die Summe der Widerstände der einzelnen Rechteckquerschnitte, aus denen der Querschnitt zusammengesetzt zu denken ist[7]). Dieses Ergebnis ist hier besonders anschaulich zu erkennen, da es sich um Eisenbeton handelt.

Zur weiteren Beurteilung werden zunächst die Spannungen berechnet, welche sich auf Grund der amtlichen Bestimmungen ergeben, wenn die Träger nur auf Biegung beansprucht werden und von den Sonderverhältnissen der Be-

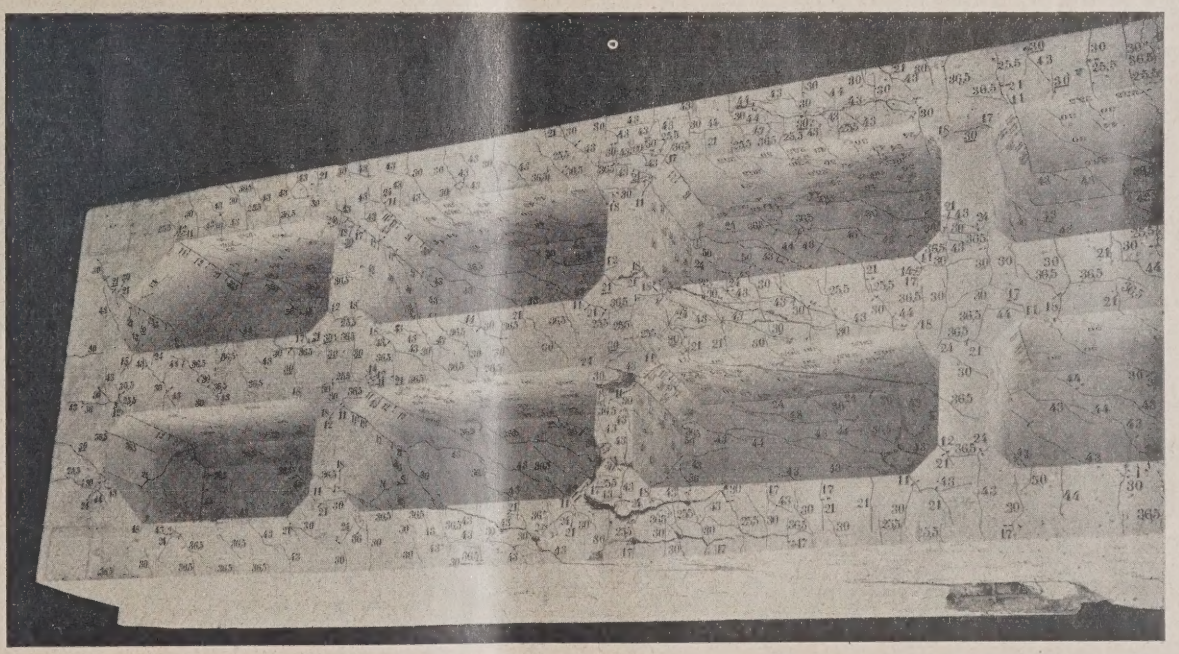


Abb. 37. Balken 934.

lastung und Auflagerung abgesehen wird, die eben diese Voraussetzung hier nicht als zutreffend erscheinen lassen. Hierzu

[5]) Hierzu sei aufmerkam gemacht, daß nahe der oberen Plattenfläche Eiseneinlagen mit 30° Neigung gegen die Längsachse des Balkens eingebettet sind (vergl. Abb. 8 und 9), also auch parallel zu den oben bezeichneten Rissen in der Platte. In solchen Fällen ist das in Heft 30 des Deutschen Ausschusses, S. 35 u. f., über die Einwirkung der Eisen auf den Verlauf der Risse Gesagte zu beachten.

[6]) Diese Erscheinung veranlaßte die Bauleitung, sowohl in der Platte als auch an den äußeren Seitenflächen der Längsträger der Brücken eine Netzbewehrung einzulegen (bei den Versuchsbalken ist dies nur in der Platte nahe der oberen Balkenfläche geschehen).

[7]) Vergl. C. Bach, Elastizität und Festigkeit, 7. Aufl., § 35 sowie A. Föppl, Technische Mechanik Band III, 6. Aufl., § 77.

enthält Zusammenstellung 2 die Auflagerkräfte und die Biegungsmomente für die verschiedenen Laststufen und die in Betracht kommenden Querschnitte.

Unter der Belastung (P_1 = 7000 kg) + (P_2 = 4000 kg) = 11 000 kg, bei welcher die ersten Risse beobachtet worden sind, wirkt im Querschnitt II das Biegungsmoment M_b = 952 680 kgcm. Hiermit findet sich unter Zugrundelegung von n = 15, bei Vernachlässigung der Zugspannungen des Betons und unter der Voraussetzung, daß die drei Längsrippen an der Lastübertragung gleichmäßig teilnehmen, nach den amtlichen Bestimmungen

die Zugspannung des Eisens zu . σ_e = 389 kg/qcm,
die Druckspannung des Betons an der oberen Plattenfläche zu . σ_b = 30 kg/qcm,
ferner über dem Auflager B die Schubspannung des Betons . . τ_0 = 5,4 kg/qcm.

Für die Höchstlast wurde in gleicher Weise ermittelt:

σ_e = 1422 kg/qcm,
σ_b = 110 kg/qcm,
τ_0 = 18,9 kg/qcm.

Zu diesen Beanspruchungen, welche allein zur Rißbildung bzw. Zerstörung nicht ausgereicht hätten, treten die Anstrengungen, die dadurch hervorgerufen werden, daß die Belastung außerhalb der Längsachse des Balkens angreift, und daß dieser an 3 Stellen gelagert ist.

Die Momente in bezug auf die Balkenachse, welche unter den verschiedenen Laststufen in den einzelnen Balkenteilen gewirkt haben, sind in Zusammenstellung 3 angegeben. Durch **Unterstreichen** des größten Wertes ist für jede Stufe der Ort der größten Anstrengung gekennzeichnet.

Eine genaue Verfolgung der Anstrengungen des Balkens

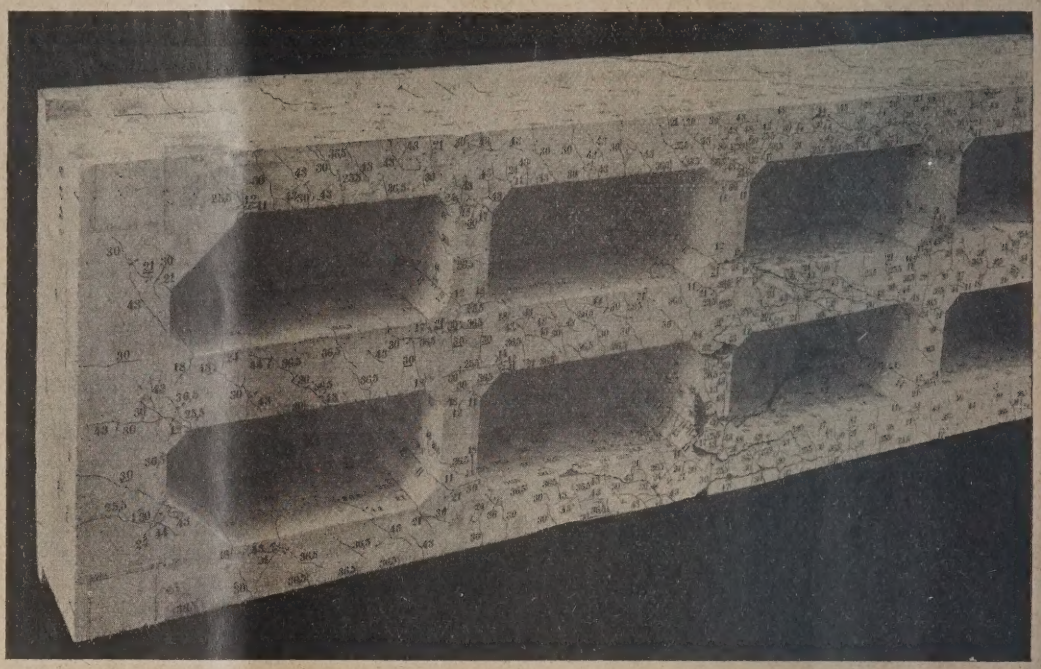


Abb. 38. Balken 935.

ist zunächst nicht möglich. Immerhin deutet der Verlauf und die Lage der Risse in den Rippen an, daß ein Bild der Anstrengungen, welche durch die Momente in bezug auf die Längsachse hervorgerufen werden, auf folgendem Wege gewonnen werden kann.

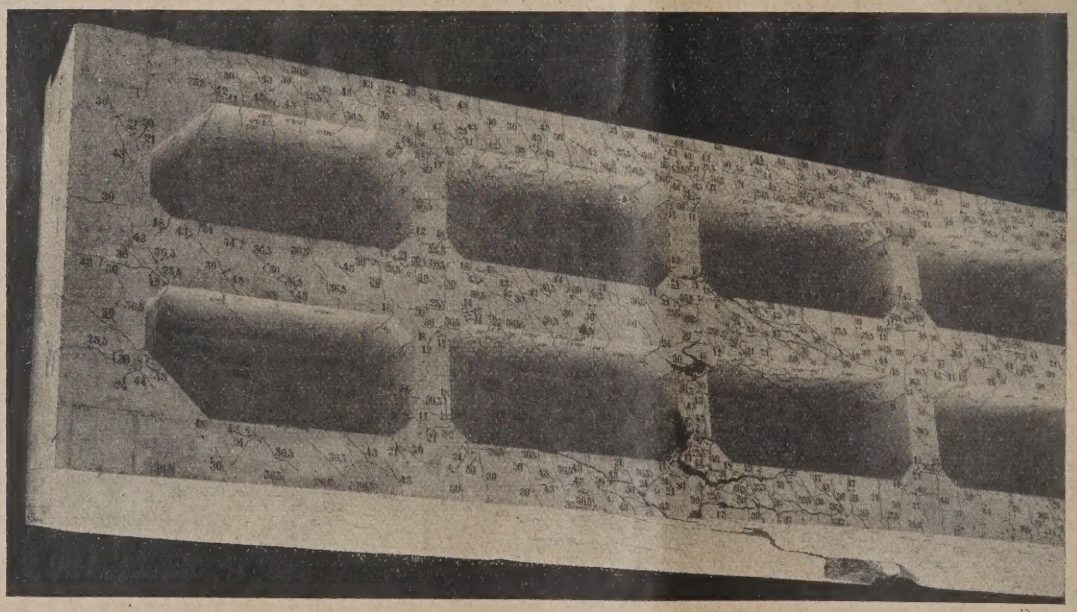


Abb. 39. Balken 934.

Wird nämlich auf Grund der mitgeteilten Beobachtungen angenommen, daß sich der Widerstand des Balkenquerschnittes Abb. 40 aus den Widerständen der in Abb. 41 dargestellten Querschnitte I bis V zusammensetzt[8]), und wird

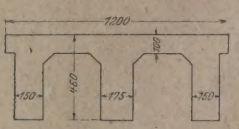


Abb. 40.

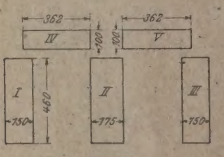


Abb. 41.

des Vergleichs halber angenommen, die sämtlichen 5 Teilquerschnitte seien gleichzeitig bis zur Rißbildung auf Drehung beansprucht, so würde bei Zugrundelegung einer Verdrehungsfestigkeit von K_d = 40 kg/qcm[9]) das Drehungsmoment betragen

[8]) Die Eiseneinlagen sind dabei nicht berücksichtigt, gemäß den in Heft 16 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton niedergelegten Versuchsergebnissen; auch die Beobachtungen über den Verlauf der Risse in den Rippen des Balkens 934 in bezug auf die Lage der Eiseneinlagen lassen diese Annahme hier zu.

[9]) Vergl. Heft 16 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1912, S. 53 u. 54.

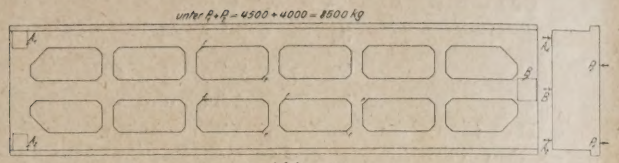


Abb. 42.

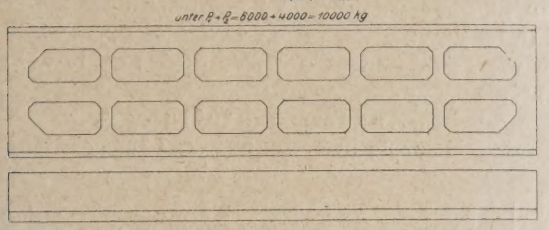


Abb. 43.

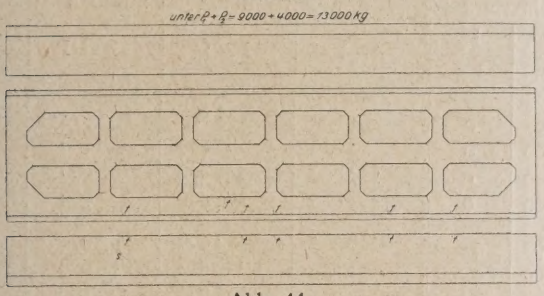


Abb. 44.

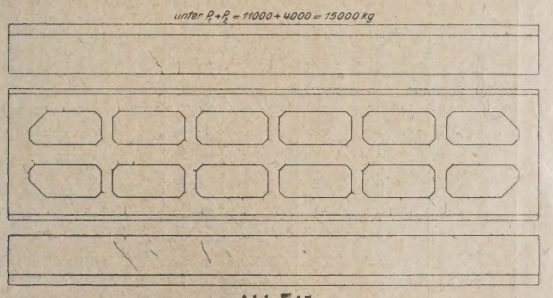


Abb. 45.

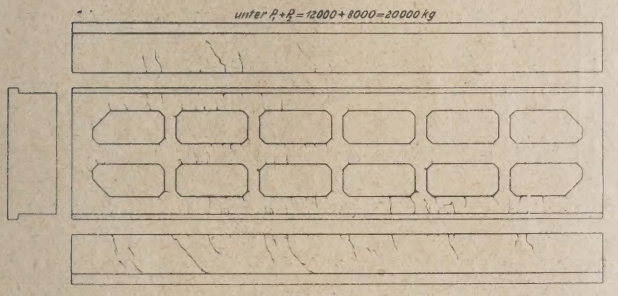


Abb. 46.

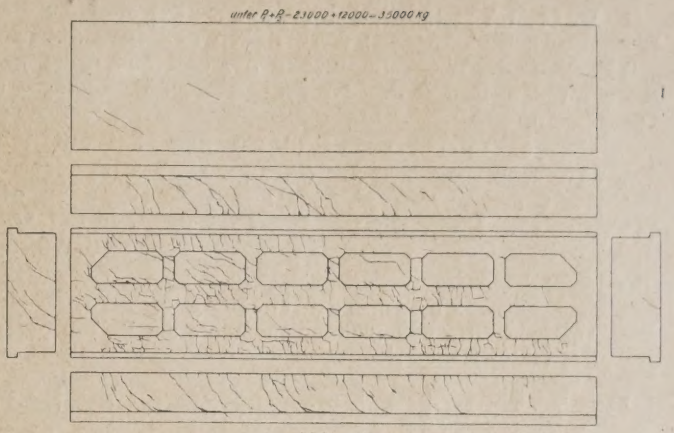


Abb. 47.

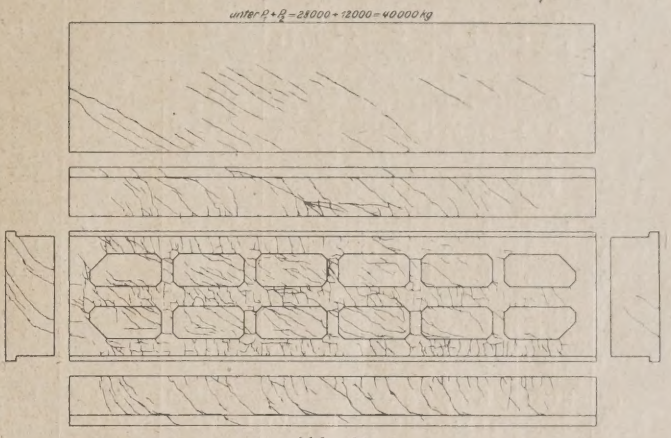


Abb. 48.

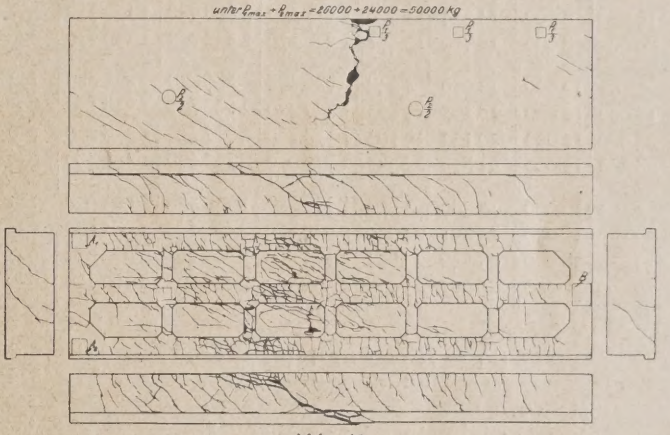


Abb. 49.

für den Querschnitt

I	$M_d = 40\,b^2\,h\,\frac{I}{\psi I_0}$	$= 40 \cdot 15^2 \cdot 46 \cdot \frac{I}{3{,}7}$	$= 111\,900$	kgcm,
II	$M_d =$	$40 \cdot 17{,}5 \cdot 46 \cdot \frac{I}{3{,}8}$	$= 148\,300$	„ ,
III	$M_d =$	$40 \cdot 15^2 \cdot 46 \cdot \frac{I}{3{,}7}$	$= 111\,900$	„ ,
IV	$M_d =$	$40 \cdot 10^2 \cdot 36{,}2 \cdot \frac{I}{3{,}6}$	$= 40\,200$	„ ,
V	$M_d =$	$40 \cdot 10^2 \cdot 36{,}2 \cdot \frac{I}{3{,}6}$	$= 40\,200$	„ ,
	zusammen		$M_d = 452\,500$	kgcm.

$$\psi = 3 + \frac{2{,}6}{0{,}45 + \frac{h}{b}},$$

worin h die Höhe und b die kleine Seite des Rechtecks.

[10]) Vergl. das in Fußbemerkung 9 bezeichnete Heft S. 19:

Demgegenüber betrug das größte Drehungsmoment, welches auf den Balken einwirkte, bevor die ersten Drehungsrisse (in den Rippen) eintraten,

$$M_d = 335\,000 \text{ kgcm}$$

und das Drehungsmoment, unter dem Drehungsrisse erstmals deutlich vorhanden waren,

$$M_d = 527\,500 \text{ kgcm}.$$

Der Rechnungswert $M_d = 452\,500$ kgcm steht hiernach in ausreichender Übereinstimmung mit den Versuchswerten[11]).

2. Balken 937.

Die Entwicklung der Risse ist in den Abb. 42 bis 49 zeichnerisch dargestellt. Im einzelnen ist folgendes hervorzuheben.

[11]) Auf eine weitere Verfolgung muß in Anbetracht des beschränkten Versuchsmaterials verzichtet werden.

Unter (P_1 = 4500 kg) + (P_2 = 4000 kg) sind die ersten Risse beobachtet worden; diese finden sich in Abb. 42 mit „r" bezeichnet. Wie beim Balken 934 entstanden die ersten Risse an den Ecken der Kreuzungsstellen der Längs- und Querrippen.

Der erste schiefe Riß an den Seitenflächen der Längsrippen wurde bei (P_1 = 9000 kg) + (P_2 = 4000 kg) festgestellt (bei „s" in Abb. 44); er verläuft unter etwa 45° geneigt. Unter der gleichen Last waren in der Längsrippe, über welcher P_1 wirkte, Querrisse aufgetreten (bei „t" in Abb. 44).

Zusammenstellung 4.
Auflagerkräfte und Biegungsmomente am Balken 937 (unter Berücksichtigung des Eigengewichts).

1	2	3	4	5	6	7	8
Belastung		Auflagerkräfte[1]		Biegungsmomente M_b in kg cm			
P_1 kg	P_2 kg	A_1+A_2	B	im Querschnitt I[1]	II	III	IV
97	0	2 149	2 178	136 750	**193 930**	181 080	74 040
1 200	0	2 536	2 894	167 780	**244 310**	235 860	101 830
2 400	0	2 958	3 672	201 630	**299 260**	295 340	132 010
3 600	0	3 379	4 451	235 390	354 070	**354 940**	162 240
97	4 000	5 459	2 868	402 210	**424 890**	261 330	100 820
3 000	4 000	6 479	4 751	484 010	**557 690**	405 330	173 880
4 500	4 000	7 005	5 725	526 200	**626 180**	479 850	211 670
6 000	4 000	7 532	6 698	568 460	**694 790**	554 260	249 420
9 000	4 000	8 586	8 644	652 990	**832 020**	703 080	324 930
11 000	4 000	9 288	9 942	709 290	**923 420**	802 370	375 290
97	8 000	8 769	2 558	**667 670**	655 850	341 580	127 590
8 000	8 000	11 545	8 685	890 310	**1 017 290**	733 680	326 520
12 000	8 000	12 949	11 281	1 002 910	**1 200 090**	932 270	427 240
16 000	8 000	14 354	13 876	1 115 590	**1 383 020**	1 130 730	527 930
20 000	8 000	15 759	16 471	1 228 270	**1 565 950**	1 329 210	628 610
97	12 000	12 079	4 248	**933 130**	886 810	421 820	154 360
18 000	12 000	18 367	15 863	1 437 430	**1 705 510**	1 310 150	605 020
23 000	12 000	20 123	19 107	1 578 260	**1 934 140**	1 558 260	730 890
28 000	12 000	21 878	22 352	1 719 010	**2 162 640**	1 806 490	856 800
97	16 000	15 389	4 938	**1 198 590**	1 117 770	502 070	181 130
30 000	16 000	25 891	24 339	2 040 860	**2 485 140**	1 985 910	933 890
30 000	18 000	27 546	24 684	2 173 590	**2 600 620**	2 026 030	947 280
30 000	20 000	29 201	25 029	2 306 320	**2 716 100**	2 066 160	960 660

Auf der linken Stirnfläche fanden sich die ersten Risse unter (P_1 = 16 000kg) + (P_2 = 8000 kg). Unter dieser Last waren ferner an der unteren Fläche der Platte Risse festzustellen.

Abb. 47 zeigt in sehr anschaulicher Weise den Verlauf der Risse an den Seitenflächen der Längsrippen. Wie beim Balken 934 wird auf der unten gezeichneten Seitenfläche die Neigung der Risse nach rechts hin geringer.

Auf der oberen Fläche traten die ersten Risse unter (P_1 = 23 000 kg) + (P_2 = 12 000 kg) auf, mit einer Neigung von etwa 30° gegen die Balkenachse, vgl. Abb. 47 bis 49.

Im übrigen kann auf die Abb. 42 bis 49 verwiesen werden.

Die Auflagerkräfte und die Biegungsmomente, welche am Balken 937 unter den verschiedenen Belastungsstufen gewirkt haben, sind in Zusammenstellung 4 eingetragen.

Für die Rißbildungslast (P_1 = 4500 kg) + (P_2 = 4000 kg) fand sich nach den amtlichen Bestimmungen.

die Zugspannung des Eisens zu . . σ_e = 255 kg/qcm,
„ Druckspannung des Betons an der oberen Plattenfläche zu . . . . σ_b = 20 „ ,
ferner die Schubspannung des Betons über dem Auflager B zu . . . τ_0 = 4,2 „ .

[1] Vergl. Abb. 16.

Für die Höchstlast wurde ermittelt

σ_e = 1108 kg/qcm,
σ_b = 86 „ ,
τ_0 = 17,4 „ .

Die Momente in bezug auf die Balkenachse, welche unter den verschiedenen Laststufen gewirkt haben, finden sich in Zusammenstellung 5 niedergelegt.

Unter Zugrundelegung dieser Zahlenreihen wird in gleicher Weise wie beim Balken 934 das dort gewählte Rechnungsverfahren angewandt.

Zusammenstellung 5.
Momente in bezug auf die Längsachse am Balken 937.

1	2	3	4	5	6
Belastung		Momente in kg. cm auf den Strecken[1]			
P_1 kg	P_2 kg	A—I	I—II	II—III	III—IV
97	0	4 607	4 607	3 072	1 536
1 200	0	**57 000**	**57 000**	38 000	19 000
2 400	0	**114 000**	**114 000**	76 000	38 000
3 600	0	**171 000**	**171 000**	114 000	57 000
97	4 000	**— 105 393**	4 607	3 072	1 536
3 000	4 000	32 500	**142 500**	95 000	47 500
4 500	4 000	103 750	**213 750**	142 500	71 250
6 000	4 000	175 000	**285 000**	190 000	95 000
9 000	4 000	317 500	**427 500**	285 000	142 500
11 000	4 000	412 500	**522 500**	348 333	174 167
97	8 000	**— 215 393**	4 607	3 072	1 536
8 000	8 000	160 000	**380 000**	253 333	126 667
12 000	8 000	350 000	**570 000**	380 000	190 000
16 000	8 000	540 000	**760 000**	506 667	253 333
20 000	8 000	730 000	**950 000**	633 333	316 667
97	12 000	**— 325 393**	4 607	3 072	1 536
18 000	12 000	525 000	**855 000**	570 000	285 000
23 000	12 000	762 500	**1 092 500**	728 333	364 167
28 000	12 000	1 000 000	**1 330 000**	886 667	443 333
97	16 000	**— 435 393**	4 607	3 072	1 536
30 000	16 000	985 000	**1 425 000**	950 000	475 000
30 000	18 000	930 000	**1 425 000**	950 000	475 000
30 000	20 000	875 000	**1 425 000**	950 000	475 000

Die Summe der Drehungsmomente der Teilquerschnitte des Balkens, welche sich unter Zugrundelegung der Drehungsfestigkeit K_d = 40 kg/qcm ergibt, wurde für den Balken 934, der denselben Querschnitt wie der Balken 937 hat, zu

M_d = 452 500 kgcm

ermittelt.

Demgegenüber lieferte der Versuch:

Drehungsmoment, bevor Drehungsrisse eintraten
M_d = 285 000 kgcm,
Drehungsmoment, unter dem deutliche Drehungsrisse vorhanden waren,
M_d = 522 500 kgcm.

Der Rechnungswert liegt demnach wie beim Balken 934 innerhalb der durch den Versuch festgestellten Grenzen.

3. Ergebnisse der Messungen von Formänderungen an den Balken 934 und 937.

Aus den Ergebnissen sei folgendes wiedergegeben (zur ausführlichen Wiedergabe fehlt der Raum).

a) Längenänderungen an der oberen Balkenfläche (Meßstrecke 1—2 und 3—4 in Abb. 18 bis 20).

Belastung	Gesamte Verlängerung in 1/100 cm bei				Federnde Verlängerung in 1/100 cm bei			
	5—6	7—8	9—10	11—12	5—6	7—8	9—10	11—12
$P_1 + P_2 = 11000 + 4000 = 15000$ kg	0,53	0,47	0,21	0,41	0,39	0,35	0,19	0,32
$P_1 + P_2 = 18000 + 12000 = 30000$ kg	2,01	2,05	0,43	1,57	1,46	1,43	0,40	1,15
$P_1 + P_2 = 28000 + 12000 = 40000$ kg	—	5,32	1,48	5,27	—	3,60	0,75	3,33

Unter den Lasten, bei denen die Randlast P_1 klein geblieben ist, ergaben sich die Zusammendrückungen in den beiden Meßstrecken nicht wesentlich verschieden. Mit Zunahme der Last P_1 wird die Verkürzung bei 1—2 größer als bei 3—4. Die Unterschiede werden mit zunehmender Last recht erheblich, wobei überdies unter hohen Lasten die Verkürzungen in der Strecke 3—4 zurückgehen, beim Balken 937 sogar Verlängerungen eintreten.

b) Längenänderungen an der unteren Fläche der Rippen (Meßstrecke 5—6, 7—8, 9—10 und 11—12, Abb. 18 bis 20).

Zur Erläuterung sind die obigen Zahlen vom Balken 937 zusammengestellt.

Diese Ergebnisse geben wohl ein anschauliches Bild der Unterschiede, welche in bezug auf die Größe der Formänderung bei zusammengesetzten Balken, die auf Drehung beansprucht werden, zu erwarten sind. Jedoch ist eine weitergehende Beurteilung auf Grund der wenigen Messungen nicht angängig, da die Meßlänge sehr kurz gewählt werden mußte und in den Meßstrecken sehr verschiedenartige Risse auftraten.

c) Einsenkungen und Verdrehungen.

(Bewegungen der Punkte 1 bis 8 gegenüber einem Rahmen, der in den Punkten a, b und c gestützt ist, vgl. Abb. 17.)

Werden zunächst die Beobachtungen bei den Punkten 2 und 3 ins Auge gefaßt so ist zu bemerken, daß diese Punkte gegenüber den Geraden, welche durch die ursprüngliche Lage der Punkte a und b bestimmt ist, nennenswerte Bewegungen nicht ausgeführt haben.

Bemerkenswert sind dagegen die Ergebnisse der Messungen an den Punkten 4, 5 und 6. Beispielsweise wurde am Balken 934 ermittelt:

[12]) Die obere Fläche der Platte ist also in dem Querschnitt der Punkte 4, 5, 6 nicht eben geblieben. Bei Beurteilung dieses Ergebnisses ist zu beachten, daß die Lasten P_1 und P_2 über den äußeren Rippen wirkten, ferner das Widerlager B unter der mittleren Rippe angebracht war.

Deutlich erhellt hieraus, daß der Balken eine erhebliche Verdrehung erfahren hat. Dabei sind die senkrechten Bewegungen des Punktes 4 gegen Punkt 5 etwas größer ausgefallen als diejenigen des Punktes 6 [12]).

Belastung kg	Die gesamte Bewegung bei Punkt			Die bleibende Bewegung bei Punkt		
	4 mm	5 mm	6 mm	4 mm	5 mm	6 mm
$P_1 + P_2 = 8000 + 4000 = 12000$	−0,11	−0,90	−1,65	−0,02	−0,13	−0,21
$P_1 + P_2 = 13000 + 8000 = 21000$	−0,14	−1,96	−3,71	+0,02	−0,35	−0,66
$P_1 + P_2 = 18000 + 12000 = 30000$	+0,89	−3,61	−7,71	+0,32	−0,69	−1,55

Ein ähnliches Bild lieferten die Feststellungen an den Punkten 7 und 8. Es wurde am Balken 934 ermittelt:

Belastung kg	Die gesamte Bewegung bei Punkt		Die bleibende Bewegung bei Punkt	
	7 mm	8 mm	7 mm	8 mm
$P_1 + P_2 = 8000 + 4000 = 12000$	+1,21	−1,29	+0,15	−0,17
$P_1 + P_2 = 13000 + 8000 = 21000$	+2,74	−2,87	+0,54	−0,56
$P_1 + P_2 = 18000 + 12000 = 30000$	+6,52	−6,68	+1,45	−1,50

Die positiven Bewegungen des Punktes 7 sind ein wenig kleiner als die negativen des Punktes 8 ausgefallen.

Stuttgart, im Herbst 1919.

DER ZWISCHENSTAATLICHE WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DIE ARSTABUCHT BEI STOCKHOLM.

Von Geh. Baurat Schaper.

(Fortsetzung von Seite 181).

5. Entwurf „Völund“. (Seite 34).

Der große 130 m weit gespannte Zweigelenkbogen mit Zugband über der südlichen Fahrstraße zeigt keine besonders bemerkenswerten Eigentümlichkeiten. Der unter der Fahrbahn liegende vollwandige Zweigelenkbogen von 110 m Stützweite über dem nördlichen seichten Fahrwasser ist ebenso ausgebildet wie der gleiche Überbau des Entwurfes „Simplicitas“ Vorschlag II (Abb. 4 in Heft 1 und Abb. 36 bis 39 in Heft 3). Die Überbauten über den kleinen Öffnungen, einschließlich der Klappbrücke, haben denselben Querschnitt wie die Klappbrücke des Entwurfes „Simplicitas“ (Abb. 41 links in Heft 4). Auch die Klappbrücke ist in der Gesamtanordnung und in den Einzelheiten grundsätzlich der Klappbrücke des Entwurfes Simplicitas ähnlich. Bei einem der beiden Entwürfe „Völund“, ist die Klappbrücke in der Öffnung südlich des großen Überbaues über der südlichen Fahrstraße angeordnet (Abb. 18 auf S. 34); hier ist die Lagerung des freien Endes des langen Armes der Klappbrücke bemerkenswert. Die Mitten der beiden Hauptträger des großen Überbaues sind 9,8 m voneinander entfernt, die beiden Hauptträger der Klappbrücke haben dagegen nur einen Abstand von 6,4 m von einander und konnten daher nicht auf Auskragungen der Bogenträger selbst gelagert werden. Sie ruhen vielmehr auf besonderen, über die Enden des großen Überbaues vorkragenden, vollwandigen Trägern, die denselben Abstand wie die Hauptträger der Klappbrücke haben, auf den Querträgern in der Ebene der Endpfosten des großen Überbaues liegen und an den Querträgern der Nachbarknotenpunkte fest angeschlossen sind. Abb. 88 stellt die Gesamtanordnung

der Klappbrücke mit der eben beschriebenen Lagerung dar. Abb. 89 gibt den Querschnitt durch den eisernen Überbau über dem südlichen Strompfeiler mit der Auflagerung der Kragträger auf dem Querträger wieder.

Verfasser haben den vollwandigen Träger an Stelle eines gegliederten Trägers gewählt, um die unschönen Überschneidungen der Streben und Pfosten hintereinanderliegender gegliederter Träger in der schrägen Ansicht zu vermeiden.

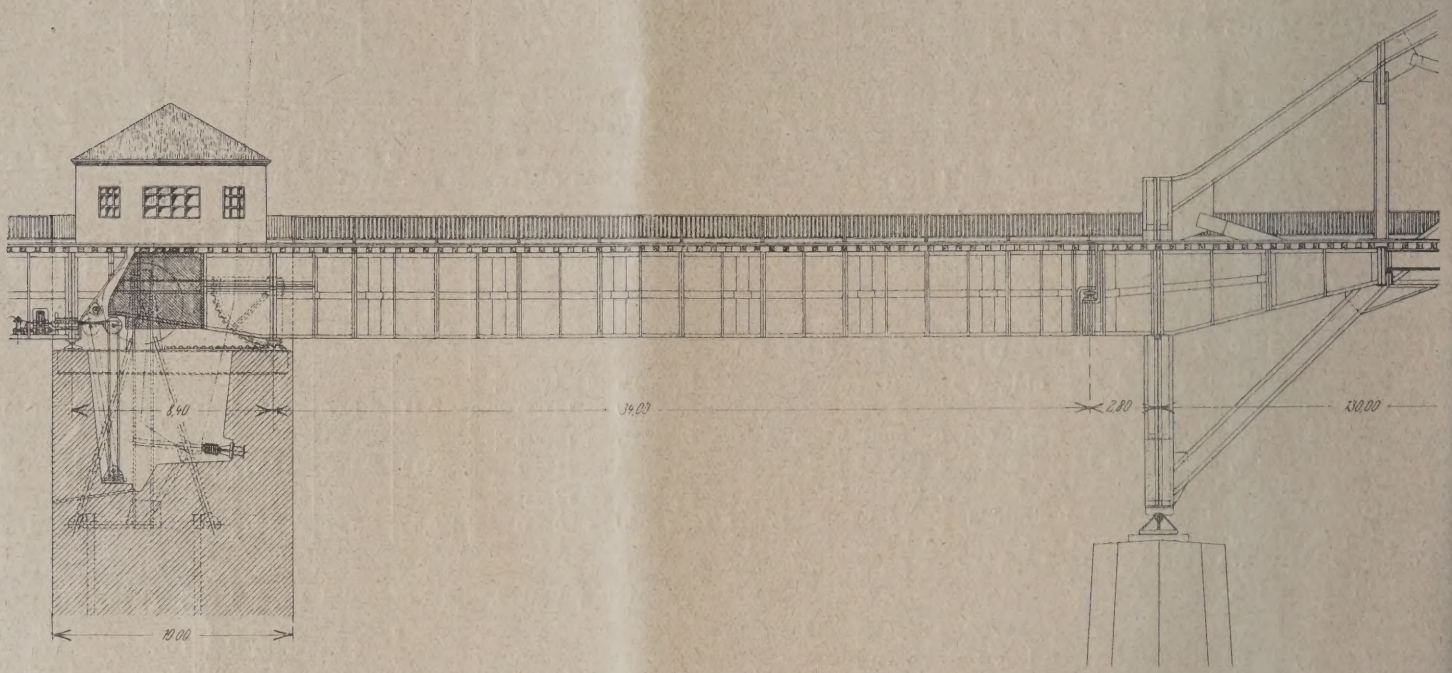


Abb. 88. Gesamtanordnung der Klappbrücke.

6. Entwurf „Platbage". (Abb. 20 in Heft 2).

a) Einzelheiten der Bogenbrücke über der südlichen Fahrstraße.

Die Hauptträger sind vollwandige Sichelbogenträger mit 2 Kämpfergelenken, die eine Entfernung von 194 m voneinander haben und nur rd. 4 m über dem Mittelwasser liegen (Abb. 90a). Die Bogenträger besitzen in Fahrbahnhöhe ein Zugband, sie sind also zweifach statisch unbestimmt. Die Verfasser haben das Zugband so angeordnet, um die Schwierigkeiten eines längsbeweglichen Anschlusses des Fahrbahnwindverbandes und der Fahrbahn auf der einen Bogenseite zu umgehen, um die Bremskräfte auf beide Bogenhälften gleichmäßig übertragen zu können, und um die Durchbiegungen des Bogenträgers zu verringern. Für 2 Gleise ist ein Überbau mit 2 Hauptträgern vorgesehen, deren Mitten einen Abstand von 10,6 m voneinander haben. Die Pfeilhöhe des Bogens beträgt 40 m, die Weiten der

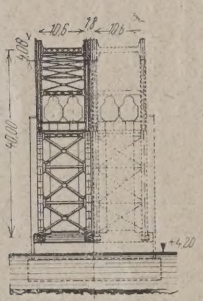


Abb. 90c. Querschnitt.

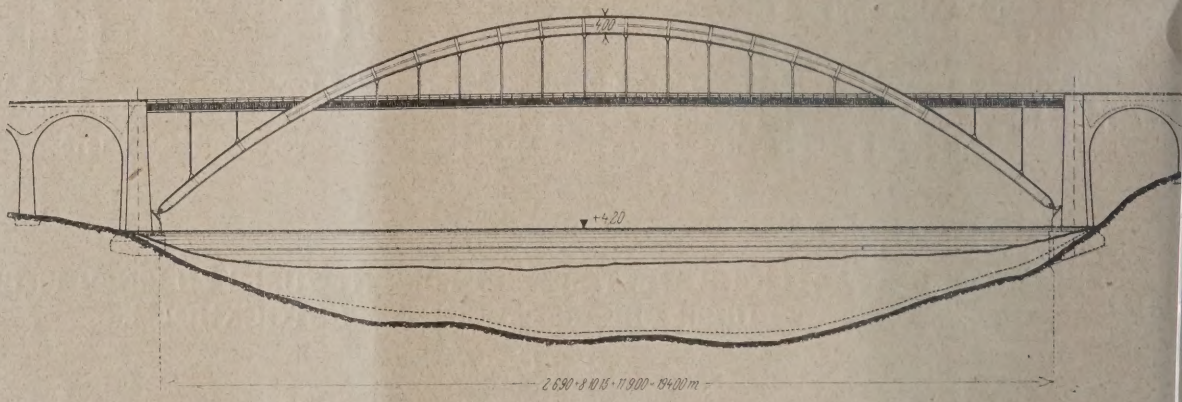


Abb. 90a. Ansicht des Bogens über der südlichen Fahrstraße.

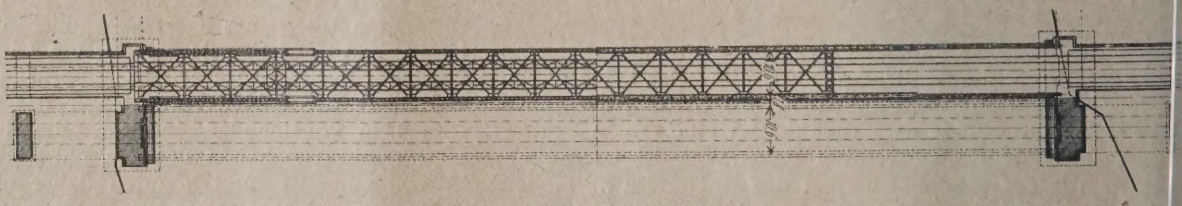


Abb. 90b. Grundriß des oberen Windverbandes. Grundriß des unteren Windverbandes und der Fahrbahn.

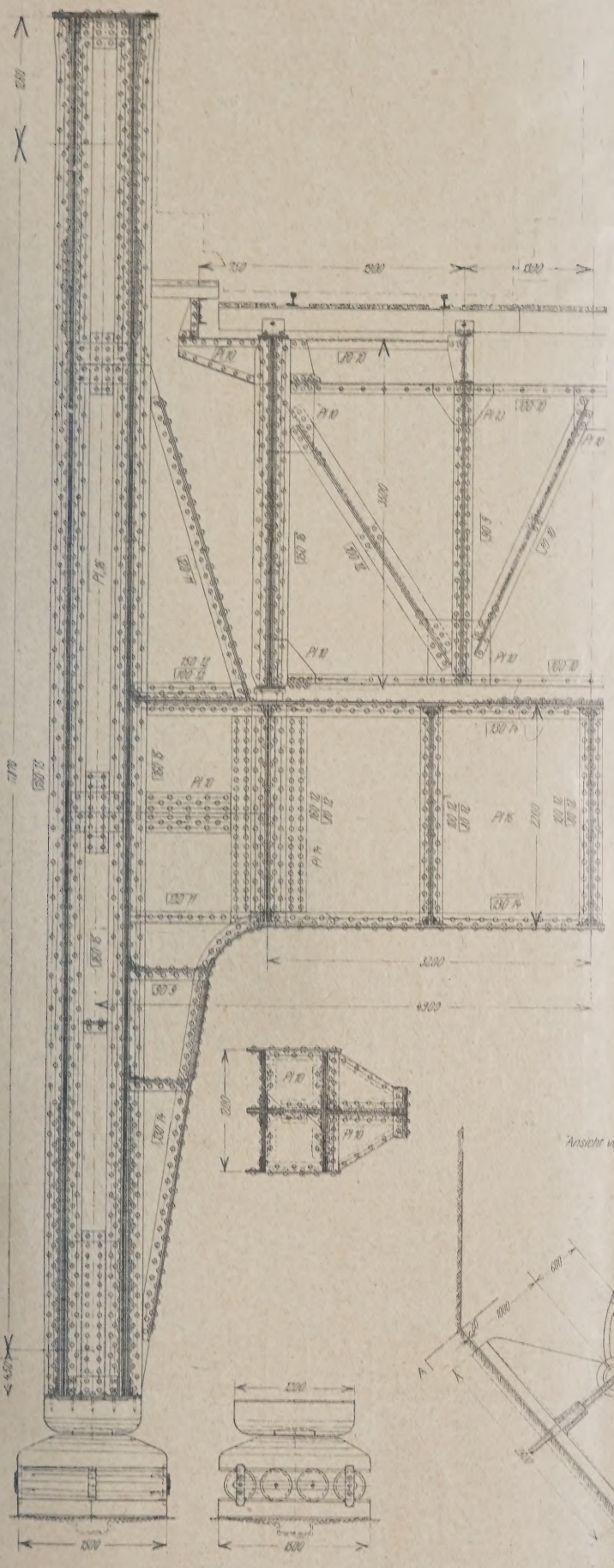
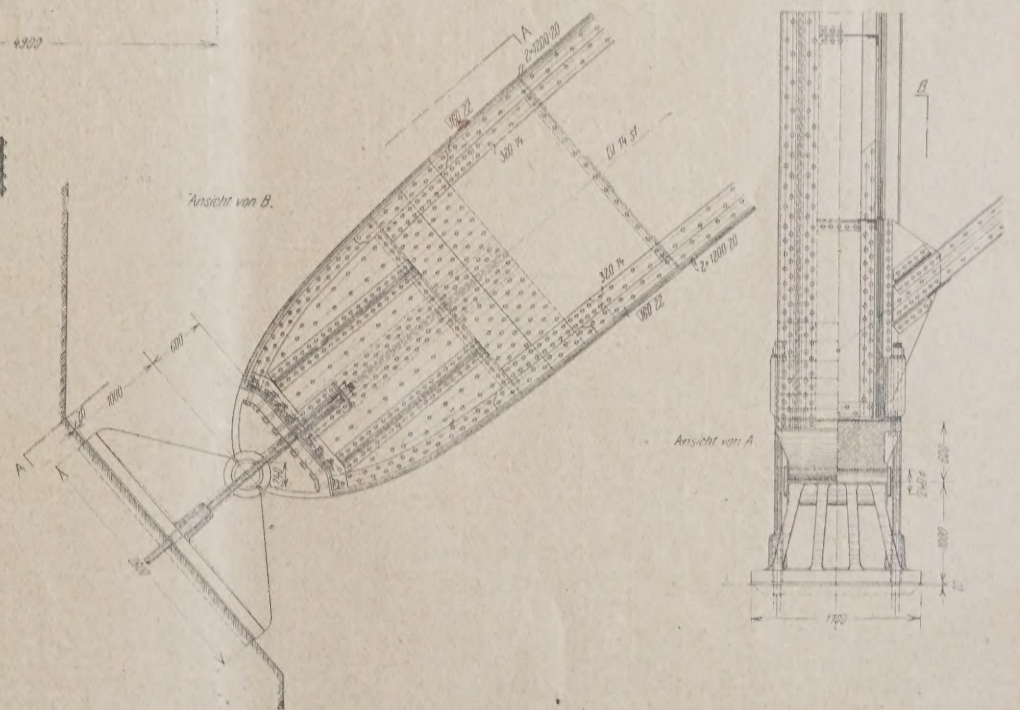


Abb. 89.
Querschnitt über dem südlichen Strompfeiler in der südlichen Fahrstraße.

mittleren Felder 9 m, die der sich beiderseits an diese anschließenden Felder 10,15 m. Zur Aufnahme der rechtwinklig zur Brückenachse gerichteten Kräfte sind 2 Windverbände vorgesehen, der eine in der Ebene der Zugbänder, der andere in der Fläche der Bogenmittellinien. Ersterer besteht innerhalb des Bogens aus den Zugbändern als Gurtungen, aus den Querträgern als Pfosten und einem doppelten Strebenzuge, außerhalb des Bogens aus besonderen Gurtungen, die in der Verlängerung der Zugbänder liegen, und im übrigen aus denselben Gliedern wie der mittlere Teil dieses Verbandes (Abb. 90 b rechts). Seine Auflagerkräfte werden an den Durchschneidungsstellen mit den Bogen von dem Bogenwindverband aufgenommen. Die Gurtungen des anderen Verbandes werden von den Bogen selbst, die Füllungsglieder von kräftigen Querriegeln und einem doppelten Strebenzuge gebildet (Abb. 90 b links). Dieser Verband reicht über den ganzen Bogen, an den Durchschneidungsstellen der Fahrbahn ist er aber zur Herstellung des nötigen Durchfahrtquerschnittes portalartig unterbrochen (Abb. 90 c). Die Einzelheiten des oberen Windverbandes sind in Abb. 91 dargestellt. Die Riegel haben kastenförmigen Querschnitt mit offenen, aber mit Winkeleisen vergitterten Seitenwänden. Kopf und Fuß der Querriegel bestehen je aus 2 Winkeleisen und 1 Flacheisen und sind mit Knotenblechen, die der Bogenachse gleichlaufen, an den inneren Bogenwandungen angeschlossen. Durch radial gestellte, vollwandige Querschotten und Bleche, die den Windverbandknotenblechen gleichlaufen, ist für eine einwandfreie Übertragung der Beanspruchungen aus den Seitenkräften auf beide Bogenwandungen gesorgt. Durch radiale, über die ganze Bogenhöhe reichende Eckbleche und durch die genannten Querschotten ist der ganze Bogenquerschnitt gegen die Querriegel und damit gegen den oberen Windverband festgelegt. Der Querschnitt des Bogens ist ein vollständig geschlossener Kasten, der lichte Abstand der beiden Seitenwandungen beträgt 786 mm. Die Stegbleche sind 14 mm stark, am Kopf und Fuß liegen auf den Stegblechen beiderseits Beibleche 320 · 14. Die Kopf- und Fußplatten sind 1200 mm breit. Durch 1,8 m voneinander entfernte Querverbindungen, die keine vollen Querbleche, sondern nur einzelne kräftige Bindebleche aufweisen, ist der Bogenquerschnitt zu einem einheitlichen Ganzen zusammengeschlossen. Durch Anordnung von Mannlöchern muß für



Bogenfuß. Querschnitt.

Abb. 92.

Zugänglichkeit des Inneren des Bogenquerschnittes gesorgt werden. Die Ausbildung eines Universalstoßes des Bogenquerschnittes ist aus der Abb. 91 (Ansicht) zu ersehen. Die Stegbleche sind in der Richtung des Halbmessers gestoßen. Der Stoß jedes der beiden Stegbleche ist beiderseits durch ein rechteckiges Blech und daran anschließend im Kopf und Fuß durch kleinere Bleche, deren Form die Abb. 91 zeigt, gedeckt. Die unteren, inneren dieser kleinen Deckbleche durchdringen die Fußplatte des Bogens und dienen zum Anschluß der Hängestangen, an denen die Querträger der Fahrbahn befestigt sind. Gegen die kleinen Deckbleche laufen sich die Beibleche 320 · 14 tot, die Winkel, deren Stoß links vom Knotenpunkt liegt, streichen über sie hinweg. Der Stoß der Beibleche wird durch außerhalb der Winkeleisen liegende Flacheisen und durch Flacheisen, die auf den senkrechten Winkelschenkeln liegen, gedeckt. Letztere dienen zugleich der Stoßdeckung der senkrechten Winkeleisenschenkel. Der

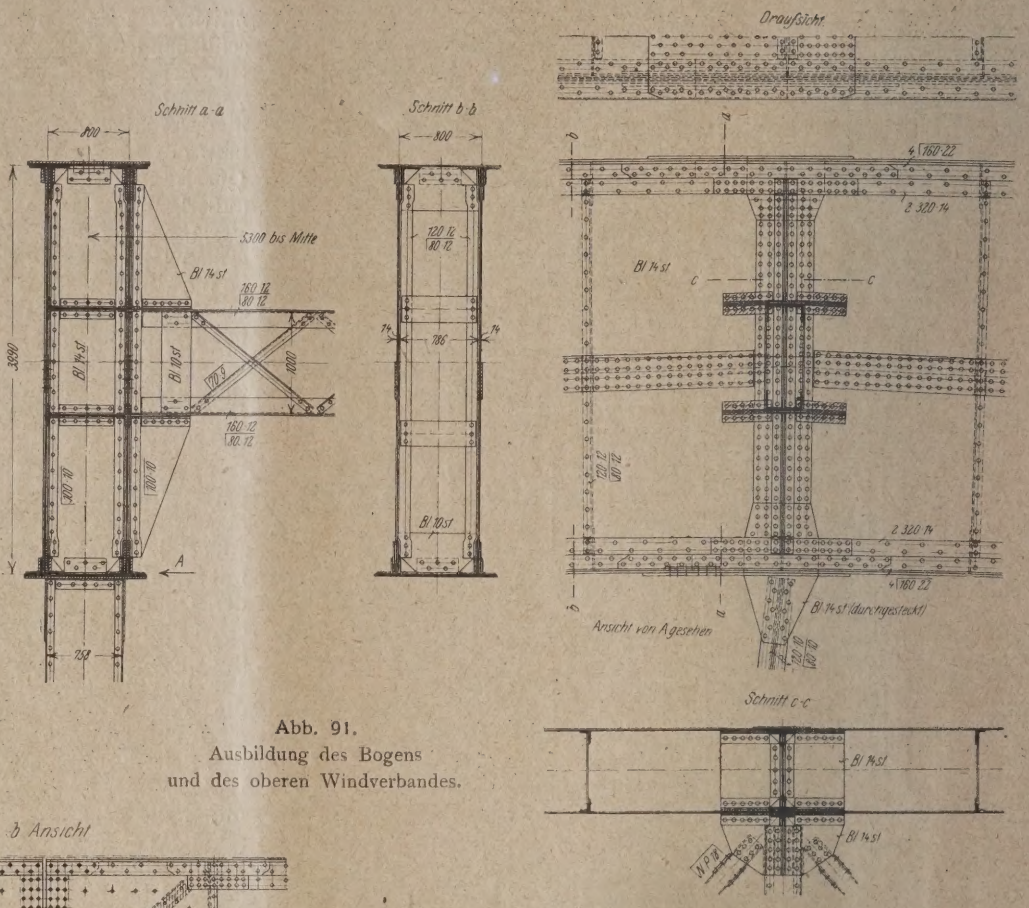


Abb. 91.
Ausbildung des Bogens und des oberen Windverbandes.

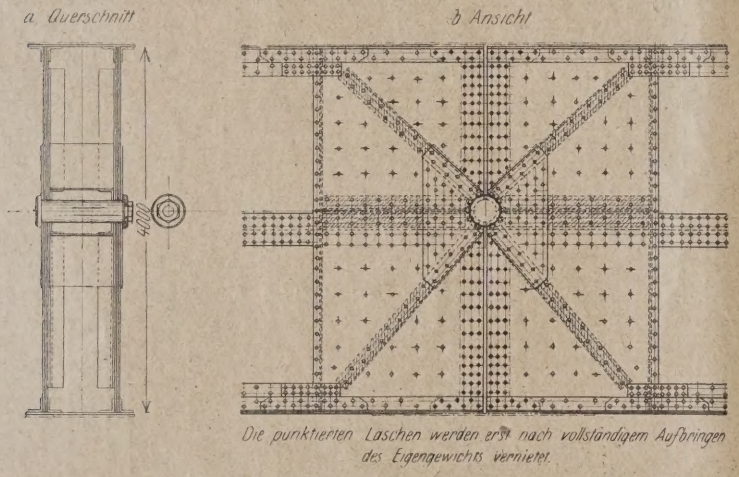


Abb. 93. Scheitelgelenk.

Stoß der wagerechten Winkeleisenschenkel wird von dem Deckblech des Stoßes der Kopf- und Fußplatten mit gedeckt. Die Höhe der Stegbleche in Bogenmitte beträgt 4 m, am Bogenfuß an der Stelle, wo die Verstärkungsbleche des Lagers ansetzen, 2,30 m. Die Höhe der Stegbleche im mittleren Teil des Bogens erforderte die Anordnung eines durchgehenden Stoßes in der Bogenachse (Abb. 91). Die Ausbildung des Bogenfußes zeigt Abb. 92. In jeder der beiden Wandungen des Bogens sind drei 14 mm starke Stegbleche angeordnet, das mittelste dieser Stegbleche stößt da, wo die Windverbandeckbleche beginnen (siehe Querschnitt), gegen das durchlaufende Stegblech des Bogens. Die Beibleche 320/14 des Bogens laufen sich gegen das äußere und innere Stegblech jeder Wandung des Bogenfußes tot; besondere Decklaschen vermitteln den Anschluß an die Stegbleche. Die Winkel-

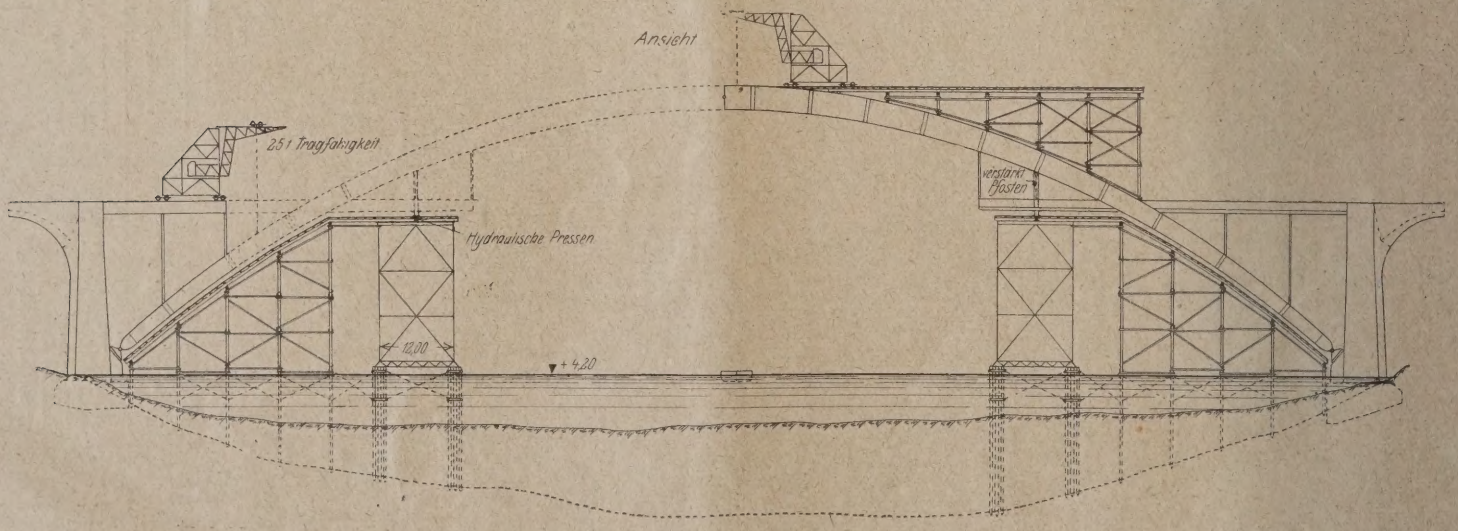


Abb. 94. Aufstellung des Bogenträgers.

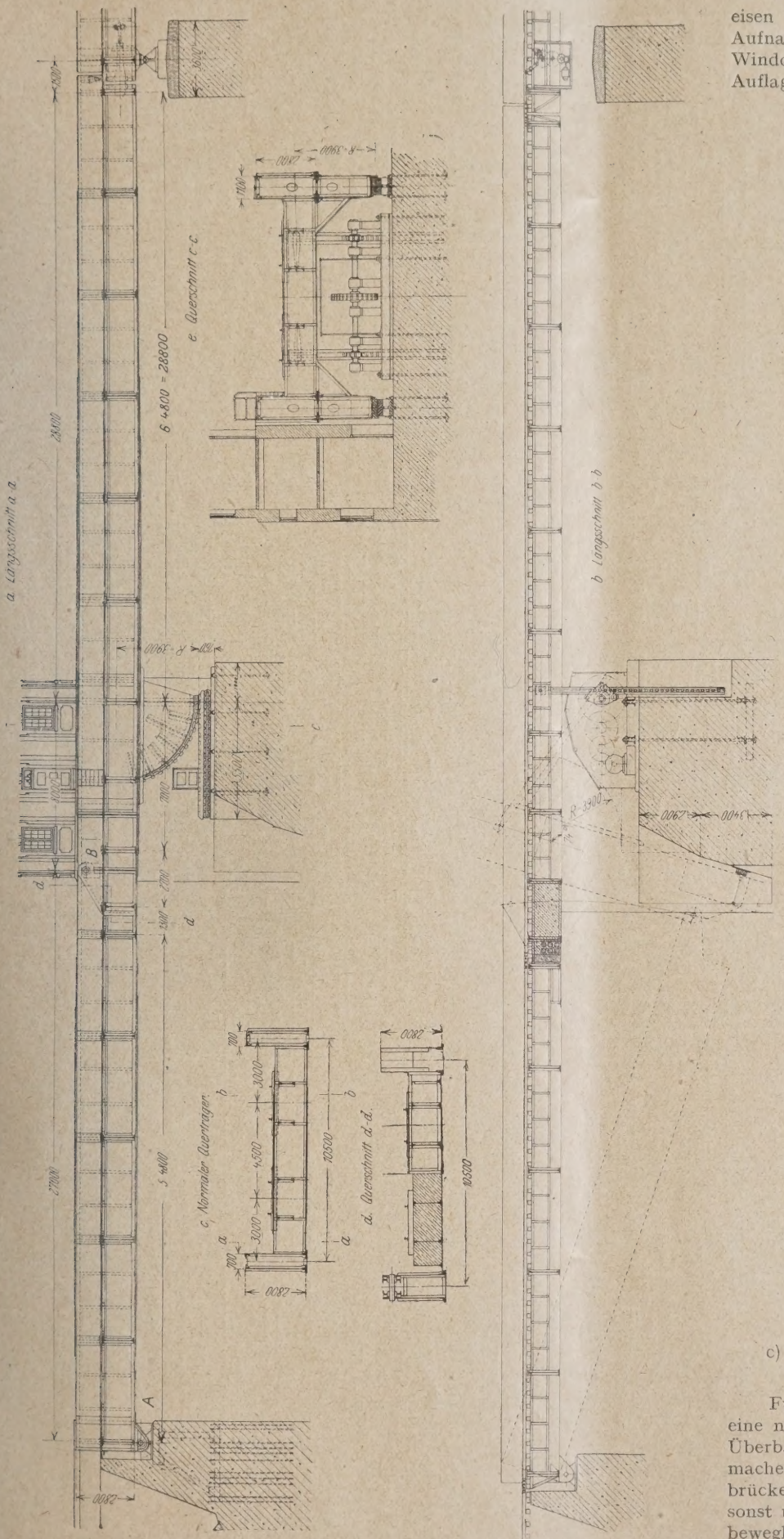


Abb. 95. Klappbrücke.

eisen sind am Bogenfuß nicht gestoßen. Zur Aufnahme negativer Auflagerkräfte aus dem Winddruck sind die Bogenfüße in der Ebene der Auflagergelenke mit den Widerlagern verankert.

b) Aufstellung der Bogenbrücke.

Der Bogenträger soll als statisch bestimmter Dreigelenkbogen aufgestellt werden. Zu dem Zwecke wird ein Scheitelgelenk eingeschaltet, dessen Einzelheiten aus Abb. 93 zu ersehen sind. Erst nach dem Aufbringen der gesamten ständigen Last soll das Scheitelgelenk durch Vernieten der in Abb. 93 gestrichelt dargestellten Laschen in seiner Wirkung aufgehoben und das Zugband an den Bogen angeschlossen werden. Die gesamten Eigengewichtsspannungen werden somit von dem Dreigelenkbogen aufgenommen und Nebenspannungen infolge Zusammendrückungen und Ausweichungen der Widerlager infolge des Eigengewichtes der Bogenbrücke sind ausgeschlossen. Die Bogenträger sollen nur bis zu den Viertelpunkten von den beiden Kämpfern her auf festen Gerüsten aufgestellt werden (Abb. 94). Während dieses Bauzustandes laufen die Aufstellkrane in Höhe der Fahrbahn (Abb. 94 links). Sind die beiderseitigen Bogenteile bis zu den Viertelpunkten vorgebaut, so werden sie freigesetzt und dabei auf die Kämpfergelenke und mit den in den Viertelpunkten liegenden, entsprechend verstärkten Hängestangen unter Einschaltung von Druckwasserpressen auf eiserne Türme abgestützt. Von diesen Türmen aus werden nun die Bogenträger mit ihrem Windverbande, aber ohne die Hängestangen und die Fahrbahn im freien Vorbau vorgekragt. Die Aufstellkrane laufen in diesem Bauzustande auf einer wagerechten, in der Höhe des Bogenscheitels liegenden Fahrbahn, die von einem auf den Bogen errichteten Gerüst getragen wird. Nach dem Einbau der Scheitelgelenke werden die Bogenträger als Dreigelenkbogen mit Hilfe der Druckwasserpressen auf den eisernen Türmen freigesetzt. Dann wird der Rest der Fahrbahn eingebaut. Nach dem Aufbringen der gesamten ständigen Last werden schließlich die Scheitelgelenke vernietet und die Zugbänder angeschlossen.

c) Einzelheiten der Klappbrücke.
(Vergl. S. 35.)

Für die Klappbrücke haben die Verfasser eine neuartige Anordnung vorgeschlagen. Der Überbau über der für Segelschiffe freizumachenden Öffnung ist eine Scherzerklappbrücke, deren Rollkreise sich aber nicht wie sonst üblich auf einer festen, sondern auf einer beweglichen, auf 19 Rollen gelagerten Bahn

abrollen (Abb. 95). Dieser Klappbrückenüberbau ist mit dem der Drehachse benachbarten Überbau durch Gelenke (B in Abb. 95) gekuppelt. Letzterer ist am anderen Ende mittels unverschieblicher Gelenke (A in Abb. 95) auf dem Pfeiler gelagert, und daher verschiebt sich beim Öffnen der Klappe die Rollbahn nach der freizumachenden Öffnung hin. Bei dieser Art der Ausbildung der Klappbrücke kann der Pfeiler, auf dem die Rollbahn liegt, erheblich schmaler gehalten werden, als bei einer gewöhnlichen Scherzerbrücke. Dieser Umstand, der die Kosten herabmindert und auch das Brückenbild günstig beeinflußt, war für die Verfasser bei der Wahl dieser neuartigen Anordnung maßgebend. Im geschlossenen Zustande bildet die Klappe mit dem gekuppelten Träger einen statisch bestimmten Auslegerträger. Die Klappe ruht in diesem Zustande mit den Rollkreisen auf dem Rollbahnpfeiler und am freien Ende des langen Armes durch eine Verriegelung, die auch nach oben gerichtete Auflagerkräfte aufnehmen kann, auf einem kurzen Kragarm des benachbarten Überbaues auf (Abb. 95). Die Stützweite des langen Armes beträgt 29,3 m, die Länge des Hinterarmes bis zum Anschluß des Kuppelträgers 8 m und die Stützweite des letzteren 27 m. Für je zwei Gleise ist ein Überbau mit zwei Hauptträgern vorgesehen (Abb. 95c); letztere sind parallelgurtig und voll- und doppelwandig; die Höhe ihrer Stegbleche ist überall gleich und beträgt 2800 mm. Die Mitten der Hauptträger sind 10,5 m voneinander entfernt, die beiden Wandungen der einzelnen Hauptträger der Klappe haben von Außenkante zu Außenkante einen Abstand von 1100 mm, die des Kuppelträgers einen solchen von 700 mm (Abb. 96c u. e). Am Gelenk B greifen die Hauptträger des Kuppelträgers zwischen die Wandungen der Hauptträger der Klappe (Abb. 96c). Gelenkbolzen stellen die Verbindung her. Die oberhalb des Gelenkes (Abb. 96a) abgebogenen Winkeleisen gehören zu den Hauptträgern der Klappe, die unterhalb des Gelenkes abgebogenen Winkeleisen zu den Kuppelträgern. Im unteren Teile sind die Hauptträger der

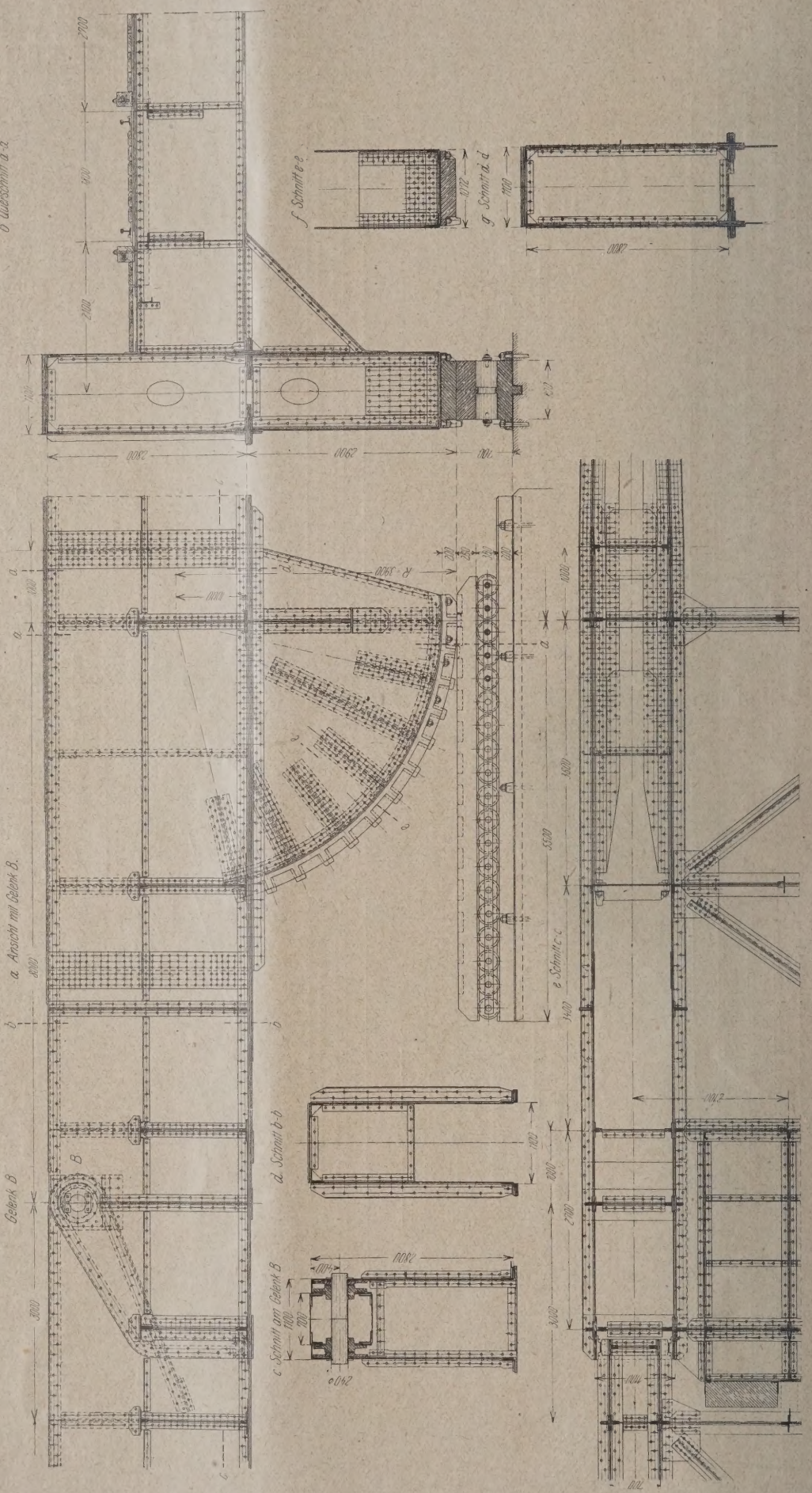


Abb. 96. Hinterer Arm des Kippträgers.

Klappe und des gekuppelten Überbaues links vom Gelenk senkrecht begrenzt, und zwar die Hauptträger des gekuppelten Überbaues im geringen Abstand rechts von der Begrenzung der Hauptträger der Klappe (Abb. 96a u. e). Zur Aufnahme der Rollkreise, die einen Halbmesser von 3900 mm haben, und deren Mittelpunkt 1000 mm über der wagerechten Unterkante der Stegbleche der Hauptträger liegt, sind die Wandungen der Hauptträger über dem Klapppfeiler nach unten verlängert. Die eigentlichen Stegbleche der Hauptträger und die Stegbleche der kreisförmigen Verlängerungen liegen innerhalb der Untergurtungen der Hauptträger neben einander (Abb. 96b). Die Wandungen sind durch radial gestellte

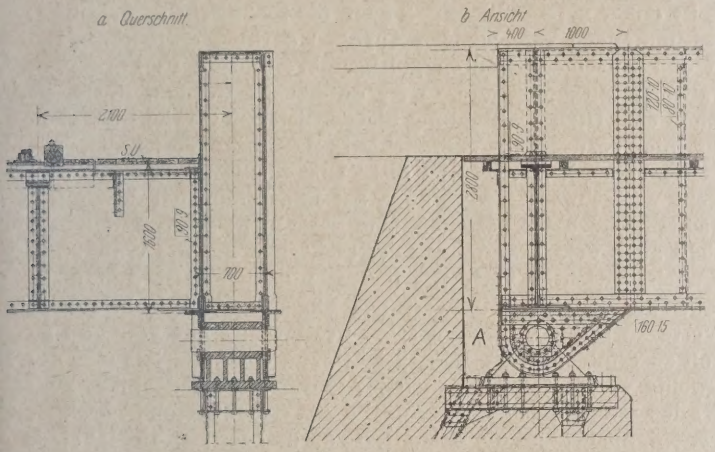


Abb. 97. Auflagergelenk A.

Querschotten gut ausgesteift und auf dem Kreisumfang durch Winkeleisen und ein Blech miteinander verbunden. Mit diesen Winkeleisen und dem Verbindungsblech sind die gußstählernen Rollkreise verschraubt, die in einer Breite von 800 mm voll auf der Rollbahn (Abb. 96b) ruhen. Die Zähne sind einseitig und seitlich von dieser Auflagerfläche angeordnet und greifen zwischen kleine seitliche Vorsprünge der unteren Rollbahn (Abb. 96b u. f). Diese Art der Ausbildung der Rollbahn und der Zahnsegmente ist sehr zweckmäßig;

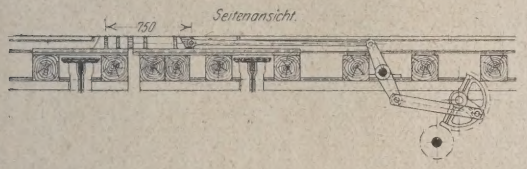


Abb. 100. Schienenverriegelung.

denn der Auflagerdruck der Klappe wird einwandfrei auf die Unterstützung übertragen und Verstopfungen der Verzahnung, die der Bewegung der Klappe hinderlich werden könnten, sind ausgeschlossen. Das feste Auflagergelenk des Kuppelträgers ist in Abb. 97a u. b dargestellt. Die Stegbleche des Hauptträgers ragen an seinem Ende über den Untergurt hervor und fassen um einen Bolzen, der in einer allseitig umschlossenen Lagerschale ruht. Das Lager selbst ist mit einem in den Pfeiler eingemauerten eisernen Bock verschraubt. Die Endstegbleche des Hauptträgers sind dicht neben dem Lager mit den durchgehenden Stegblechen gestoßen.

Die Riegel, welche die Verbindung des freien Endes des Klappenarmes mit dem benachbarten festen Überbau herstellen, sind am Ende des letzteren zwischen den beiden Wandungen jedes der beiden Hauptträger in zwei mit den Hauptträgerwandungen verschraubten gußstählernen Lagerkörpern geführt (Abb. 98 u. 99) und werden von einem unter der Fahrbahn des festen Überbaues untergebrachten, elektrisch angetriebenen Windwerk, das mit Hilfe mehrerer Vorgelege auf die mit den Riegeln verbundenen Zahnstangen wirkt, betätigt. Sie greifen je in einen gußstählernen Lagerkörper ein, der mit den beiden Wandungen des Hauptträgers der Klappe verschraubt ist. Am Ende der Verriegelung der Hauptträger werden durch das gleiche Windwerk auch die Schienenenden der Klappe und des angrenzenden festen Überbaues verriegelt. Der Schienenriegel besteht aus einer Auflauflasche, welche an beiden Schienenenden zwischen den verschwächten Schienenköpfen und seitlichen Führungsleisten beweglich gelagert ist und durch einen Hebel aus dem vom Schienenkopf und der Führungsleiste der Klappbrücke gebildeten Zwischenraum herausgezogen und in diesen hineingeschoben wird (Abb. 99 u. 100). Durch die Schienenverriegelung ist im geschlossenen Zustande der Klappe eine ununterbrochene Schienenfahrfläche gewährleistet.

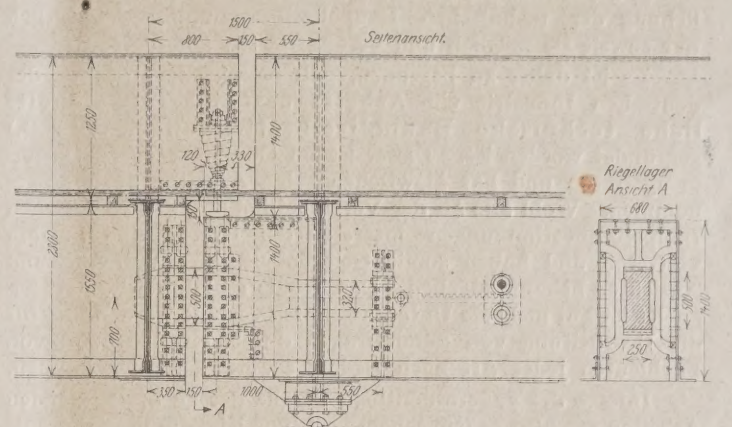


Abb. 98. Verriegelung der Klappe.

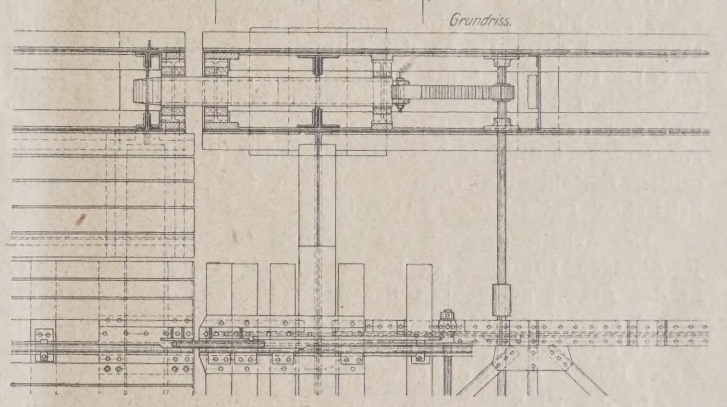


Abb. 99. Verriegelung der Klappe und der Schienen.

Das Windwerk zum Öffnen und Schließen der Klappe ist auf dem Klappenpfeiler untergebracht (Abb. 95b). Es wird elektrisch angetrieben und wirkt mit Hilfe von Vorgelegen auf die Ritzel, welche in die Triebstockverzahnung der beiden Triebstangen eingreifen. Die Köpfe der Triebstangen fassen um zwei Wellen, welche in den Schwellenträgern drehbar gelagert sind (Abb. 95e). Der Hebelarm der Triebstangen wächst von 2,0 m bei Beginn des Öffnens bis auf 8,5 m am Schlusse dieser Bewegung. Dieser Umstand wirkt sehr günstig auf den Kraftbedarf und den Zahndruck bei Winddruck; für das Eigengewicht der Brücke ist er ohne Belang, da dieses durch das aus Beton und Eisenbarren bestehende Gegengewicht am Ende des kurzen Armes der Klappe ausbalanciert ist. Der Stoß am Ende der Bewegung der Klappe wird beim Öffnen durch einen Holzanschlag am Klappenpfeiler, beim Schließen durch 2 am Ende des Vorderarmes angebrachte Federpuffer, die auf die Kragarme des benachbarten Überbaues treffen, aufgefangen (Abb. 98). Der Motor zum Bewegen der Klappe hat eine Leistung von 70 PS, er ist imstande, die Brücke in 80 Sek. zu öffnen und zu schließen. Der Riegelmotor hat eine Leistung von 8 PS; er betätigt den Riegel in 20 Sekunden. (Schluß folgt.)

ÜBER EINHEITLICHE TECHNISCHE BAUPOLIZEIBESTIMMUNGEN.

Von Dr.-Ing. W. Mertens in Berlin.

Ein Vergleich der technischen Baupolizeivorschriften läßt erkennen, daß diese in den verschiedenen Großstädten und Bundesstaaten in vielen Punkten voneinander abweichen. Auf die Mißstände, die sich hieraus ergeben, ist schon seit Jahren hingewiesen worden. Wiederholt wurden gewichtige Bedenken gegen diesen Zustand, der im wesentlichen durch nichts begründet ist, erhoben, und es wurde eine Vereinheitlichung der technischen Baupolizeibestimmungen, natürlich nur soweit sie möglich und vernünftig ist, gefordert.

Es ist daher zu begrüßen, daß im Normenausschuß der deutschen Industrie ein Arbeitsausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen (E.T.B.) gegründet worden ist. Dieser ist im Dezember v. Js. zusammengetreten und hat inzwischen seine Arbeiten auch aufgenommen. Wohl alle an der Vereinheitlichung der technischen Baupolizeibestimmungen interessierten Kreise sind in ihm vertreten und haben somit Gelegenheit, ihre Wünsche und Ansichten bekanntzugeben. Das recht umfangreiche Arbeitsgebiet ist auf mehrere Unterausschüsse verteilt worden, die für die Bearbeitung von Sonderfragen durch Hinzuziehung von Fachleuten jeder Art nach Bedarf erweitert werden können.

Infolge der außerordentlichen Fülle der zu bewältigenden Arbeiten erschien es wünschenswert, vor Eintritt in die eigentlichen Arbeiten den gesamten Stoff möglichst vollständig zusammenzustellen. Das ist geschehen in der Arbeit von Dr. Mertens: „Über technische Baupolizeibestimmungen und die Möglichkeit und Notwendigkeit ihrer Vereinheitlichung" (Würzburg 1919, Druck der Universitätsdruckerei H. Stürtz A. G.). In ihr sind die wichtigsten Bestimmungen aus den technischen Baupolizeivorschriften der meisten Großstädte und aus den Ministerialerlassen der größten Bundesstaaten zusammengefaßt. Insbesondere wurden die innerhalb derselben bestehenden Unstimmigkeiten festgestellt und einer kritischen Betrachtung unterzogen.

Der Arbeitsausschuß hat beschlossen, diese Schrift seinen Beratungen zugrunde zu legen. Da auch die Kenntnis der in der Arbeit gemachten Feststellungen und Vorschläge geeignet erscheint, manchen Fachgenossen zur Stellungnahme zu den angeschnittenen Fragen anzuregen, soll auf den Inhalt dieses Buches etwas näher eingegangen werden.

In der Einleitung ist darauf hingewiesen, daß Verschiedenheiten in den allgemeinen Baupolizeibestimmungen ihre Berechtigung haben und wegen besonderer Eigenarten in den verschiedenen Gegenden des Reiches auch vom Gesetzgeber beabsichtigt sind. Anders liegen die Verhältnisse bei den technischen Baupolizeibestimmungen. Die mannigfaltigen Verschiedenheiten in den technischen Baupolizeibestimmungen haben vielfach keine Berechtigung; sie sind also schon grundsätzlich vom technisch-wissenschaftlichen Standpunkt aus im Interesse des Ansehens der Technik zu beseitigen. Zwingend fordern ihre Vereinheitlichung aber wirtschaftliche Gründe und die Notwendigkeit, auch im Bauwesen zu typisieren und zu normalisieren. Es muß überraschen, daß eine größere Vereinheitlichung der technischen Baupolizeibestimmungen nicht schon früher herbeigeführt worden ist. Die Baupolizeibehörden hätten sich ein Verdienst erworben, wenn sie jederzeit bestrebt gewesen wären, die technischen Baupolizeibestimmungen in dieser Richtung zu prüfen und mit den neuzeitlichen Auffassungen und Erkenntnissen in Einklang zu bringen, denn für das Bauwesen haben sich aus diesem Zustand oft große Schwierigkeiten und Nachteile technischer und wirtschaftlicher Art ergeben.

Der Aufbau der genannten Arbeit und die Gliederung des Stoffes paßt sich weitgehend den zurzeit bestehenden technischen Baupolizeibestimmungen an, um es den mit ihren Bauordnnugen vertrauten Fachgenossen zu ermöglichen, sich schnell zurecht zu finden und um ihnen eine ähnliche Anordnung des Stoffes zu geben, wie sie sie aus den Bauordnungen kennen.

Im ersten Teil werden die Eigengewichte der Baustoffe behandelt. Je nach der Natur der verwendeten Rohstoffe, z. T. auch je nach der Art der Herstellung kommen Schwankungen in den Eigengewichten der Baustoffe vor, und es ist daher verständlich, daß auch die technischen Baupolizeibestimmungen verschiedene Angaben darüber enthalten. Die in den einzelnen Städten gültigen Werte sind in Form von Tabellen mitgeteilt und es ist untersucht worden, inwieweit schon eine Übereinstimmung hinsichtlich der Gewichtsangaben für die vorwiegend gebrauchten Baustoffe vorhanden ist. Bei manchen Baustoffen ist diese Übereinstimmung schon eine recht weitgehende. Aber auch bei Baustoffen, bei denen Gewichtsunterschiede bestehen, sind diese nicht so groß, daß sich nicht auch vom Standpunkt der Sicherheit aus die Wahl eines Einheitsgewichtes vertreten ließe. Für dieses ist nun nicht etwa der Durchschnittswert der allgemein vorgeschriebenen Werte zu wählen, sondern seine Festsetzung hat von Fall zu Fall zu erfolgen unter Berücksichtigung des Materials und der jeweilig verlangten Sicherheit. Als durchaus bedenklich muß in allen Fällen die alleinige Angabe von Grenzwerten bezeichnet werden, auch wenn die Grenzwerte an und für sich richtig sind, denn während der Sinn der Angabe von Grenzwerten der ist, daß der innerhalb der angegebenen Grenzen liegende richtige Wert sorgfältig ermittelt werden soll, werden sich weniger sachverständige oder weniger gewissenhafte Unternehmungen damit begnügen, oberflächlich ein Gewicht zu schätzen oder den für sie günstigsten Wert zu wählen. Die Folgen dieses Verfahrens liegen auf der Hand. Unter Berücksichtigung der vorstehend entwickelten Gesichtspunkte sind daher Vorschläge für einheitliche Gewichtsangaben für das Raumgewicht der verschiedenen Baustoffe gemacht worden.

Bestehen einheitliche Gewichtsangaben für die Baustoffe, so lassen sich natürlich auch solche für einzelne Bauteile feststellen. Notwendig erscheint die Aufnahme von Gewichtsangaben für einzelne Bauteile in die Baupolizeibestimmungen aber nicht, denn jeder kann sie selbst ohne weiteres ermitteln. Ihre Aufnahme hat also nur den Zweck, ständig wiederkehrende Berechnungen zu ersparen.

Verhältnismäßig eingehend ist die Frage behandelt, mit welchen Nutzlasten bei den verschiedenen Arten von Hochbauten zu rechnen ist. Schon bei der mehrere Jahre zurückliegenden Niederschrift der Arbeit ließ sich voraussehen, daß die Forderung nach größter Wirtschaftlichkeit nachdrücklicher als bisher beim Bauen erhoben werden müßte. Es ist daher der Versuch gemacht, nachzuweisen, ob und in welchen Fällen bei Wohngebäuden mit einer geringeren als der heute vorwiegend vorgeschriebenen Nutzlast von 250 kg/m² gerechnet werden kann. Die angestellten Ermittlungen dürften den Beweis bringen, daß eine Herabsetzung der bisher für Wohnräume vorgeschriebenen Nutzlast in vielen Fällen unbedenklich ist.

Auch über die Nutzlasten, mit denen in Bürogebäuden, Schulen, Dachböden, Fabriken, Lagerhäusern, Durchfahrten und Höfen zu rechnen ist, wird berichtet. Besonders stark weichen die Annahmen für die sich aus dichtestem Menschengedränge ergebenden Belastungen voneinander ab. Ihre Kenntnis ist für die Berechnung von Versammlungsräumen, Warenhäusern, Brücken usw. von großer Bedeutung, und es ist daher der Versuch gemacht worden, auf Grund von früher angestellten Untersuchungen sowie gestützt auf umfangreiche eigene Feststellungen einen aus dichtestem Menschengedränge entstehenden Belastungswert zu ermitteln, der nach mensch-

lichem Ermessen auch bei ungünstigster Belastung nicht überschritten wird. Dieser dürfte bei 450 bis 500 kg/m² liegen. Eine noch höhere Belastung als diese läßt sich nicht gut begründen.

Angaben für die Belastung von Bauteilen durch Eigengewicht und Nutzlast finden sich nur vereinzelt in den technischen Baupolizeibestimmungen. Sie sind im allgemeinen nicht erforderlich, ja sie sind schädlich, denn sie dienen oft nur dazu, etwaige Unklarheiten, die hinsichtlich der wirklich auftretenden Belastung bestehen, zu verschleiern. Infolgedessen erübrigt es sich, Werte hierfür in die Baupolizeibestimmungen aufzunehmen.

Anders liegen die Verhältnisse hinsichtlich der Angaben für die Belastung von Dächern durch Eigengewicht, Schnee und Wind. Diese finden sich mehr oder weniger vollständig fast in allen Baupolizeibestimmungen; sie haben eine größere Berechtigung, da die Ermittlung des auf den qm Grundfläche entfallenden Gesamtgewichtes eines Daches eine gewisse Rechenarbeit bedingt, die mit Hilfe derartiger fertiger Angaben vermieden werden kann. Es muß aber festgestellt werden, daß diese Angaben durchaus ungenügend, ja z. T. falsch sind. Meist sind für die verschiedenen Dacharten nur Grenzgewichte angegeben, ohne daß gesagt ist, für welche Dachneigungen diese Grenzwerte Gültigkeit haben. Infolgedessen wurden vom Verfasser zunächst die Belastungen durch Schnee und Winddruck allgemein ermittelt. Danach sind für die am meisten gebrauchten Dacheindeckungen, in den üblichen Neigungen mit Abstufungen von 5° zu 5°, die Belastungen für Eigengewicht, Wind und Schneedruck einzeln ermittelt und in Tabellen zusammengestellt. Das Ergebnis zeigt, daß die bislang fast allgemein übliche Angabe von Grenzwerten für die Belastung durch verschiedene Dacharten zu verwerfen ist und daß allein die Benutzung von Tabellenwerten bei hinreichender Sicherheit eine Erleichterung für die Aufstellung der Berechnungen bietet.

Zulässige Beanspruchungen für Steine und Mauerwerk. Die für die verschiedenen Baustoffe und für die aus ihnen hergestellten Mauern, Wände oder Bauteile zurzeit in den Baupolizeibestimmungen vorgeschriebenen Beanspruchungsziffern sind in Tabellen zusammengestellt. Aus diesen ist ersichtlich, mit welchen Werten überhaupt gerechnet wird und welche von diesen die größte Verbreitung gefunden haben. Aus der größeren Verbreitung kann aber nicht allgemein auf die größere Richtigkeit geschlossen werden.

Die Tabellen zeigen, daß die Unterschiede in der Höhe der als zulässig erachteten Beanspruchungen zum Teil ziemlich erhebliche sind. Das gilt besonders für die verschiedenen Arten von gebrannten Ziegelsteinen und in noch höherem Maße für Naturgesteine und für Mauerwerk aus solchen. Die Gründe dafür liegen auf der Hand. Es könnte nun gefolgert werden, diese Tatsache erfordere neue Versuche, um zu einwandfreien Ergebnissen zu kommen, von denen allgemein gültige Vorschriften abgeleitet werden können. Derartige Versuche werden zweckmäßig auch noch zu machen sein; aber das Ergebnis derselben abzuwarten, um danach die Bestimmungen aufzustellen, erscheint verfehlt. Dazu haben wir gegenwärtig keine Zeit und auch kein Geld, und es muß daher das Bestreben Platz greifen, aus dem zurzeit Bestehenden einheitliche brauchbare Vorschriften herauszuschälen. Aus diesen Erwägungen heraus sind für die Festsetzung der zulässigen Beanspruchungen von künstlichen und Natursteinen und daraus hergestelltem Mauerwerk, auch von Deckenmauerwerk, Vorschläge gemacht worden, die als Anregung aufzufassen sind und natürlich einer Überprüfung bedürfen.

Liegen die Beanspruchungen für die verschiedenen Arten von Mauerwerk einheitlich fest, dann müssen sich auch einheitliche Stärken für die verschiedenen im Hochbau vorkommenden Wandarten aufstellen lassen, soweit nur Gründe der Standsicherheit für die Bemessung ihrer Stärke ausschlaggebend sind, also ohne Berücksichtigung eines besonders beabsichtigten Schutzes gegen Schall und Wärme. Es zeigt sich aber, daß auch die vorgeschriebenen Stärken der denselben Zwecken dienenden und in gleicher Weise belasteten Wände stark voneinander abweichen. Gerade hinsichtlich der Mauerstärken lassen sich aber außerordentliche Ersparnisse machen, und darum verdient die Frage, welche Wandstärken für die verschiedenen Zwecke zu wählen sind, besondere Beachtung; sie ist dementsprechend verhältnismäßig eingehend behandelt.

Die bestehenden Vorschriften über die Anwendungsmöglichkeit von Eisenfachwerkwänden, über ihre Berechnung und Ausführung müssen im allgemeinen als ganz mangelhaft bezeichnet werden. Sie zeigen eine geradezu unglaubliche Verschiedenartigkeit der Auffassung über die Zulässigkeit und Bewertung von Eisenfachwerkwänden. Es ist der Versuch gemacht worden, in großen Zügen Richtlinien für ihre Anwendung, Ausführung und Berechnung aufzustellen.

Die durch die gegenwärtige Eisenknappheit bedingte und geförderte Verwendung von Holz für Ingenieurbauten, deren Herstellung vor etwa 10 Jahren noch unmöglich erschien, die unstreitbaren Fortschritte, die in der Herstellung von Ingenieurbauten aus Holz gemacht worden sind, und das allseitige Bestreben, die Holzbauten bei hinreichender Sicherheit möglichst wirtschaftlich auszuführen, lassen es verständlich erscheinen, daß die Frage, mit welcher Beanspruchung das Holz berechnet werden darf, eingehender behandelt worden ist. Die technischen Baupolizeibestimmungen versagen in dieser Frage fast ganz. In ihnen finden sich nur verhältnismäßig mangelhafte Angaben über die zulässigen Beanspruchungen des Holzes auf Druck und Zug in der Längsrichtung, gelegentlich auch auf Abscherung, und diese weichen stark voneinander ab. Das ist insofern verständlich, als auch die zahlreichen vorliegenden Versuchsergebnisse sehr verschieden und häufig nicht unmittelbar miteinander zu vergleichen sind, und als auch im technischen Schrifttum die Ansichten über die Festigkeiten und zulässigen Beanspruchungen des Holzes, wie in umfangreichen Zusammenstellungen gezeigt wird, ziemlich weit voneinander abweichen. Die technischen Baupolizeibestimmungen erwecken aber in ihrer Dürftigkeit den Anschein, als handele es sich beim Holz um einen isotropen Baustoff, der nach allen Richtungen gleiche Festigkeiten aufweist und der überall und unter allen Umständen in derselben Höhe beansprucht werden kann. Es kommt kaum in einer Vorschrift zum Ausdruck, daß beim Holz eine Reihe von Gesichtspunkten Beachtung verdient, über die durchaus nicht etwa Klarheit oder Übereinstimmung besteht, und das muß bemängelt werden. Gegenwärtig liegen daher die Verhältnisse so, daß die baupolizeilichen Bestimmungen über die Berechnung des Holzes wegen ihrer Dürftigkeit von großen Firmen kaum beachtet werden, und daß z. B. die großen Holzbaufirmen mit Zahlen rechnen, die sie nach ihrem Ermessen auf Grund von Versuchen und auf Grund von Erfahrungen für richtig halten oder die sie technisch-wissenschaftlichen Werken entnehmen. Die Baupolizeibestimmungen sollen aber maßgeblich sein; es ist daher der Versuch gemacht worden, unter Benutzung der im technischen Schrifttum über die Beanspruchung des Holzes enthaltenen zum Teil widersprechenden Angaben unter Auswertung der Versuchsergebnisse und unter Berücksichtigung der allgemeinen Eigenschaften des Holzes für die in Deutschland fast ausschließlich verwendeten Holzsorten Werte für die zulässige Beanspruchung in den verschiedenen Richtungen aufzustellen. Die gemachten Vorschläge sind eingehend begründet.

Ein umfangreiches Kapitel ist dem Eisen gewidmet. Eisen ist heute in noch viel höherem Maße ein hochwertiger und kostbarer Baustoff als früher, und daher ist die Frage, mit welcher Beanspruchung Eisenbauten zu berechnen sind, von großer Bedeutung. Hinsichtlich der für die Beanspruchung des Eisens im Hochbau geltenden Vorschriften bestanden aber Jahrzehnte die weitestgehenden Verschieden-

heiten, so daß die Zustände, die hinsichtlich der Frage der zulässigen Beanspruchung des Eisens herrschten, gewissermaßen als Schulbeispiel dafür angeführt werden können, daß es mit dem bisherigen Verfahren, technische Baupolizeibestimmungen zu erlassen, nicht so weiter gehen konnte. Es ist infolgedessen ein Überblick darüber gegeben worden, mit welcher Beanspruchung das Eisen berechnet werden durfte, als es überhaupt noch keine gesetzlichen Bestimmungen darüber gab; wie an die Stelle eines gewissen Tastens, einer von Fall zu Fall getroffenen Entscheidung über die Höhe der zulässigen Beanspruchung des Eisens allgemeine, mehr oder weniger anerkannte und richtige Regeln traten, wie die Erwägungen und Gepflogenheiten einzelner Verwaltungen weitere Anerkennung fanden, und wie erst verhältnismäßig sehr spät auch technische Baupolizeibestimmungen entstanden, die Angaben über die Beanspruchung des Eisens enthalten. In diesen technischen Baupolizeibestimmungen ist aber kaum, oder wenigstens nur ganz kurze Zeit, überhaupt ein Fortschritt zu erblicken, denn die anfänglich einmal festgesetzten Werte für die zulässige Beanspruchung des Eisens bleiben in ihnen meist unverändert erhalten, ohne Rücksicht auf die gewaltigen Fortschritte, die in der Herstellung und Verarbeitung des Eisens und in der Berechnung von Eisenbauten gemacht werden. Die Bestimmungen für die Berechnung von Eisenbauten weichen, wie sehr ausführlich gezeigt wird, stark voneinander ab, sie enthalten gelegentlich geradezu Sinnwidrigkeiten und müssen unter Berücksichtigung der gleichmäßigen Güte des Eisens, die durch seine Herstellung — einheitliche Handelsqualität — und durch die Abnahme- und Lieferbedingungen gewährleistet wird, im Vergleich zu den Vorschriften anderer deutscher Verwaltungen, wie auch zu solchen des Auslandes, in mancher Hinsicht als rückständig bezeichnet werden.

Die Verschiedenheit in der Behandlung des gleichen Gegenstandes wird noch erhöht durch Aufnahme einer Reihe von Sonderbestimmungen in den baupolizeilichen Vorschriften, deren Berücksichtigung zur Folge hat, daß die Verschiedenheiten in den wirklich im Eisen auftretenden Beanspruchungen noch größer werden je nach dem Ort, an dem das Eisen verwendet wird. Zu erwähnen sind die Sonderbestimmungen über eine größte zulässige Durchbiegung, über die Größe der in die Rechnung einzusetzenden Stützweite, über Kontinuität, über Anwendung von Gelenken, über die Berücksichtigung des Eigengewichtes der Träger und über die Berechnung von Stützen auf Knicken. Wir sind heute soweit, daß wir wohl über alle diese Fragen zu einer Verständigung kommen können, und die vielen bisher noch in den Baupolizeibestimmungen enthaltenen Unstimmigkeiten werden manchen Fachmann überraschen.

In einem Punkte ist eine Klärung dagegen nicht so ohne weiteres möglich. Das ist die Frage, in welcher Weise Druckstäbe und Stützen auf Knicken berechnet werden sollen. Hier stehen zwei Ansichten einander gegenüber. Die eine vertritt den Standpunkt, die Benutzung der Eulerformel sei für Stützen unterhalb eines gewissen Schlankheitsverhältnisses, das ist im sogenannten unelastischen Knickbereich, nicht zulässig, vielmehr müsse die Berechnung der Stützen nach der von Tetmajer aufgestellten Formel vorgenommen werden. Die Mehrheit ist dagegen bei Anerkennung dessen, daß die Eulerformel für die Berechnung gedrungener Stützen nicht zutrifft, doch der Ansicht, daß die bislang übliche Berechnung nach der Eulerformel zu keinen Bedenken Anlaß gibt, da es sich bei guter Konstruktion der Stützen weniger um ein Knick- als um ein Quetschproblem handelt, für welches die gleichzeitige Vorschrift einer größten Druckbeanspruchung hinreichende Sicherheit bietet. Diese Verschiedenheit in der Auffassung kommt natürlich auch in den baupolizeilichen Bestimmungen zum Ausdruck, indem einige Städte abweichend von der Mehrheit die Stützenberechnung nach Tetmajer vorschreiben. Bemerkenswert ist es aber auch hier, daß alle die Städte und Behörden, die nach Tetmajer rechnen, wieder hinsichtlich des Sicherheitsgrades voneinander abweichende Vorschriften erlassen haben, und daß innerhalb kürzester Zeit Änderungen derselben vorgenommen wurden. Auch diese Verhältnisse sind sehr eingehend behandelt worden. Die Berechnungsergebnisse nach den verschiedenen Vorschriften sind in Tabellen, die einen übersichtlichen Vergleich ermöglichen, zusammengefaßt.

Aus der Tatsache, daß die Benutzung der Eulerformel im unelastischen Bereich nicht zutreffende Ergebnisse liefert und daß auch die Tetmajerformel bislang nicht in jeder Richtung als einwandfrei angesprochen werden kann, ergibt sich für Bayern die Folgerung, an der ebenfalls nachweislich falschen, aber immerhin in der Praxis bewährten Schwarz-Rankine-Formel festzuhalten.

Ist dieser hinsichtlich der Berechnung von Druckstäben und Stützen bestehende Zustand auch wenig erfreulich, so wird sich an ihm doch wohl zunächst nichts ändern lassen. Die Gründe, die für die Beibehaltung der Eulerformel sprechen, haben auch heute noch ihre Berechtigung, und wenn auch zuzugeben ist, daß theoretisch die Eulerformel nur für schlanke Stäbe Gültigkeit hat, so darf auf der anderen Seite nicht außer acht gelassen werden, daß man mit nach der Eulerformel berechneten und gut konstruierten Stäben gute Erfahrungen gemacht hat. Ehe man also neue Beschlüsse über die Berechnungsweise von Stützen faßt, sind die Ergebnisse von Versuchen abzuwarten, die vom Deutschen Eisenbau-Verband schon vor dem Kriege in Angriff genommen wurden und — nach durch den Krieg bedingter Unterbrechung — in allernächster Zeit fortgesetzt werden sollen. Werden jetzt irgendwelche Änderungen an den Bestimmungen für die Berechnung von Druckgliedern und Stützen vorgenommen, so ist die Möglichkeit vorhanden, daß diese mit Rücksicht auf die Versuchsergebnisse schon nach kurzer Zeit von neuem zu ändern sind, und das ist zu vermeiden.

Wohl aber dürfte es durchaus angebracht sein, gewisse Vorschriften für die Konstruktion von gegliederten Druckstäben und Stützen aufzustellen, denn vereinzelte Unglücksfälle, die durch Versagen von Druckstäben herbeigeführt worden sind, sind weniger auf falsche Berechnung, als auf mangelhafte Konstruktion zurückzuführen gewesen. Es sind daher auch Vorschläge für die konstruktive Durchbildung der Stützen gemacht worden.

Daß das heute übliche Verfahren, baupolizeiliche Bestimmungen zu erlassen, völlig unzulänglich ist, wird an Hand mehrerer Beispiele bewiesen. Daran wird die Forderung geknüpft, eine Zentralstelle für Durchberatung und Schaffung neuer technischer Baupolizeibestimmungen zu schaffen unter nochmaligem besonderen Hinweis auf eine Reihe von wirtschaftlichen Gründen, die eine Vereinheitlichung der technischen Baupolizeibestimmungen als unbedingt notwendig erscheinen lassen.

Die Aufnahme einer Erläuterung der Begriffe massiv, feuerfest, feuersicher und glutsicher in die technischen Baupolizeibestimmungen ist zu erwägen.

Auch erscheint es erstrebenswert, daß hinsichtlich der für die Prüfung zu erhebenden Gebühren eine gewisse Einheitlichkeit herbeigeführt wird. Läßt sich völlige Übereinstimmung der zu entrichtenden Sätze für die Prüfung auch wohl kaum erzielen, so dürfen doch für gleiche Prüfungsarbeiten die Kosten nicht um das Mehrfache voneinander abweichen.

Zum Schluß wird die Anregung dafür gegeben, in welcher Weise die Vereinheitlichung der technischen Baupolizeibestimmungen sich am besten herbeiführen läßt. Der in dieser Richtung gemachte Vorschlag ist inzwischen durch die Gründung des Arbeitsausschusses für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen in die Tat umgesetzt worden.

DER PLATTENBALKEN GLEICHMÄSSIGEN QUERSCHNITTES UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER STEGDRUCKKRAFT.

Von Bauingenieur G. Hartschen, Oberdollendorf a. Rh.

Fällt die Nullinie eines gleichmäßigen Plattenbalkens in den Steg, so wird ein solcher Querschnitt vielfach in der Weise berechnet, daß entweder

a) die im Steg auftretenden Druckspannungen vernachlässigt werden, oder

b) der Plattenbalken nach den für den Rechtecksquerschnitt abgeleiteten Gleichungen $\left(h^1 = r\sqrt{\frac{M}{b}}\right)$ bemessen wird.

Die Rechnungsweise unter a bringt zu hohe Querschnitte und demgemäß geringere Spannungen, als angenommen.

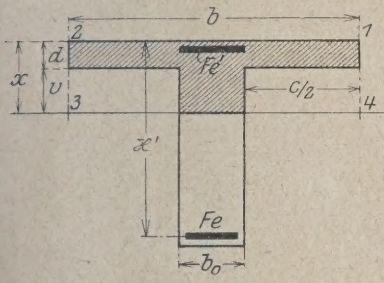


Abb. 1.

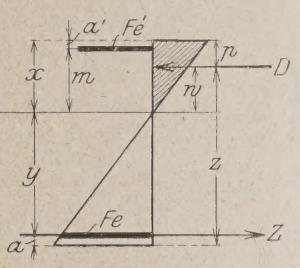


Abb. 2.

Das Verfahren unter b liefert zu niedrige Balken und daher höhere Spannungen, weil aus der hierbei vorausgesetzten rechteckigen Druckfläche 1–2–3–4 (s. Abb.) die Teilfläche v.c ausfällt. Der Unterschied ist, abgesehen von niedrigeren Balken, erheblich; er wird um so größer, je tiefer die Nullinie in den Steg fällt. Vor allem enthält ein nach b berechneter Balken mehr Eisen, als erforderlich ist.

Wird mit

h′ die Nutzhöhe des Plattenbalkens, errechnet nach der Gleichung des Rechteckquerschnittes, bezeichnet, ferner mit

k ein Hilfswert, der den Zuwachs angibt, um den eine nach der Gl. $h^1 = r\sqrt{\frac{M}{b}}$ berechnete Balkenhöhe vergrößert werden muß, um die für σ_b/σ_e tatsächlich nötige Nutzhöhe zu erhalten, bezeichnet man endlich letztere mit

H′, so wird:

$$H^1 = h^1(1 + k) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1$$

Nachfolgende Zusammenstellung enthält beispielsweise die Hilfswerte k für die Querschnittsverhältnisse b = 16 d, b_0 = 2 d, 2,5 d und 3 d, für die Spannungen σ_b/σ_e = 26/1200 u. 30/1200; berechnet nach den Gleichungen (4), (12) und (15). Die Werte k und z der Zusammenstellung liefern für die angegebenen Verhältnisse H′ und F_e mit großer Genauigkeit; kleine (belanglose) Abweichungen von den angenommenen Spannungen sind durch vorgenommene Abrundungen möglich.

(Weitere Tafeln, für andere Querschnitt - und Spannungsverhältnisse, werden demnächst veröffentlicht.)

Für die Ermittelung der Spannungen und die Bestimmung des erforderlichen Eisenquerschnittes folgen nachstehend die genauen Gleichungen.

b = 16 d.

	σ_b/σ_e = 26/1200.						σ_b/σ_e = 30/1200.						
	s = 0,245					r = 0,5844	s = 0,273					r = 0,5185	
h′/b	b_0 = 2 d		b_0 = 2,5 d		b_0 = 3 d		b_0 = 2 d		b_0 = 2,5 d		b_0 = 3 d		h′/b
	k	z : H′	k	z : H′	k	z : H′	k	z : H′	k	z : H′	k	z : H′	
0,38	0,054	0,932	0,052	0,931	0,050	0,931	0,086	0,930	0,083	0,929	0,081	0,928	0,38
0,40	0,072	0,935	0,068	0,934	0,065	0,934	0,108	0,933	0,103	0,932	0,098	0,931	0,40
0,42	0,090	0,937	0,085	0,936	0,080	0,936	0,130	0,936	0,123	0,934	0,115	0,933	0,42
0,44	0,108	0,939	0,101	0,938	0,095	0,938	0,151	0,938	0,142	0,936	0,132	0,935	0,44
0,46	0,126	0,941	0,118	0,940	0,110	0,940	0,172	0,940	0,161	0,938	0,149	0,937	0,46
0,48	0,144	0,943	0,134	0,942	0,125	0,942	0,193	0,942	0,180	0,940	0,166	0,939	0,48
0,50	0,161	0,945	0,150	0,944	0,140	0,943	0,214	0,944	0,198	0,942	0,183	0,940	0,50
0,52	0,179	0,947	0,167	0,946	0,155	0,944	0,234	0,946	0,216	0,943	0,200	0,941	0,52
0,54	0,197	0,949	0,183	0,947	0,170	0,945	0,254	0,947	0,234	0,944	0,216	0,942	0,54
0,56	0,215	0,950	0,200	0,948	0,185	0,946	0,274	0,948	0,252	0,945	0,232	0,943	0,56
0,58	0,233	0,951	0,216	0,949	0,200	0,947	0,294	0,949	0,270	0,946	0,248	0,944	0,58
0,60	0,250	0,952	0,232	0,950	0,215	0,948	0,314	0,950	0,287	0,947	0,264	0,945	0,60
0,62	0,268	0,953	0,249	0,951	0,230	0,949	0,334	0,951	0,304	0,948	0,280	0,946	0,62
0,64	0,286	0,954	0,265	0,952	0,245	0,950	0,353	0,952	0,321	0,949	0,295	0,946	0,64
0,66	0,304	0,955	0,282	0,953	0,260	0,951	0,371	0,953	0,338	0,950	0,310	0,947	0,66
0,68	0,322	0,956	0,298	0,954	0,275	0,952	0,389	0,954	0,354	0,950	0,325	0,947	0,68
0,70	0,339	0,957	0,314	0,955	0,290	0,953	0,407	0,954	0,370	0,951	0,340	0,948	0,70
0,72	0,357	0,958	0,331	0,955	0,305	0,953	0,424	0,955	0,386	0,951	0,354	0,948	0,72
0,74	0,375	0,958	0,347	0,956	0,320	0,954	0,441	0,955	0,401	0,951	0,368	0,948	0,74
0,76	0,393	0,959	0,364	0,956	0,335	0,954	0,458	0,956	0,416	0,952	0,382	0,949	0,76
0,78	0,411	0,959	0,380	0,957	0,350	0,955	0,475	0,956	0,431	0,952	0,396	0,949	0,78
0,80	0,428	0,959	0,396	0,957	0,365	0,955	0,492	0,956	0,446	0,952	0,410	0,949	0,80

Abgesehen von den allgemein bekannten Bezeichnungen sei:

p = Abstand von D von der Plattenoberkante . . (2
m = Abstand von F_e' von der Nullinie . . . . . (3
$z = H' - p$ (Hebelsarm des Kräftepaares) . . . . (4
$v = x - d$ . . . . . (5
$c = b - b_0$ . . . . . (6
$y = H' - x$ . . . . . (7

$$x = \frac{n\,\sigma_b\,H'}{n\,\sigma_b + \sigma_e} = s\,H' \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8$$

S_b' = das statische Moment des Druckspannungskörpers aus $\sigma_b = 1{,}0$ kg/cm², bezogen auf die Plattenoberkante . . . . . (9
D' = Mittelkraft aller Druckkräfte aus $\sigma_b = 1{,}0$ kg/cm² (10

Unter der Annahme, daß sich die Spannungen wie ihre Abstände von der Nullinie verhalten und unter Vernachlässigung der Betonzugspannungen wird dann:

$$p = \frac{S_b'}{D'} \quad , \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (11$$

mithin für den einfach bewehrten Plattenbalken:

$$p = \frac{\frac{1\,x\,b}{2}\cdot\frac{x}{3} - \frac{1}{x}\,v\,\frac{v}{2}\,c\left(d + \frac{v}{3}\right)}{\frac{1\,x\,b}{2} - \frac{1}{x}\,v\,\frac{v}{2}\,c}$$

$$p = \frac{\frac{b\,x^2}{6} - \frac{v^2}{2\,x}\,c\left(d + \frac{v}{3}\right)}{\frac{b\,x}{2} - \frac{v^2}{2\,x}\,c} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (12$$

Wie aus (10) u. (11) hervorgeht, ist der Nenner in Gl. (12) die Druckkraft aus $\sigma_b = 1{,}0$.

Mithin ist $D = D'\,\sigma_b$ . . . . . (13

und $M = D\,z = D'\,\sigma_b\,z$ . . . . . (14

Folglich wird $\sigma_b = \frac{M}{D'\,z}$ . . . . . (15

$$F_e = \frac{D}{\sigma_e} = \frac{D'\,\sigma_b}{\sigma_e} \text{ oder } \frac{M}{\sigma_e\,z} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16$$

$$\sigma_e = \frac{n\,\sigma_b\,y}{x} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (17$$

Ist F_e gegeben, so ist

$$x = -\frac{d\,c + n\,F_e}{b_0} + \sqrt{\left(\frac{d\,c + n\,F_e}{b_0}\right)^2 + \frac{d^2\,c + 2\,n\,F_e\,H_1}{b_0}} \quad (18$$

p, z, σ_b und σ_e ergeben sich wie vor.

Für den doppelt bewehrten Plattenbalken ist sinngemäß:

$$p = \frac{\frac{b\,x^2}{6} - \frac{v^2}{2\,x}\,c\left(d + \frac{v}{3}\right) + \frac{n}{x}\,m\,F_e'\,a'}{\frac{b\,x}{2} - \frac{v^2}{2\,x}\,c + \frac{n}{x}\,m\,F_e'} \quad . \quad . \quad . \quad (19$$

Ist F_e und F_e' gegeben, so ist

$$x = -\frac{d\,c + n\,(F_e + F_e')}{b_0} + \sqrt{\left(\frac{d\,c + n\,(F_e + F_e')}{b_0}\right)^2 + \frac{d^2\,c + 2\,n\,(F_e\,H_1 + F_e'\,a')}{b_0}} \quad (20$$

In Gl. (20) ist die Querschnittsverminderung der Druckfläche durch F_e' vernachlässigt.

Rechnungsbeispiele.

Es sei: $d = 10$ cm, $b = 1{,}60$ m, $b_0 = 30$ cm;
$M = 3\,750\,000$ kg/cm, $\sigma_b/\sigma_e = 26/1200$.

I. Nachprüfung des nach der Gleichung $h' = r\sqrt{\frac{M}{b}}$ entworfenen Querschnittes.

$$h' = 0{,}5844\sqrt{\frac{M}{b}} = 89{,}5 \text{ cm}, \quad F_e = 0{,}1553\sqrt{M\,b} = 38{,}10 \text{ cm}^2$$

$$x = -\frac{10\cdot 130 + 15\cdot 38{,}10}{30} + \sqrt{62{,}4^2 + \frac{10^2\cdot 130 + 30\cdot 38{,}1\cdot 89{,}5}{30}} \quad (18$$
$$= 25{,}6 \text{ cm}$$

$$p = \frac{\frac{160\cdot 25{,}6^2}{6} - \frac{15{,}6^2\cdot 130}{51{,}2}\cdot 15{,}2}{80\cdot 25{,}6 - \frac{15{,}6^2\cdot 130}{51{,}2}} = \frac{8060}{1430} = 5{,}64 \text{ cm} \quad . \quad (12$$

$$z = 89{,}50 - 5{,}64 = 83{,}86 \text{ cm} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4$$

$$\sigma_b = \frac{3\,750\,000}{1430\cdot 83{,}86} = 31{,}25 \text{ kg/cm}^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (15$$

$$y = 89{,}5 - 25{,}6 = 63{,}9 \text{ cm} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (7$$

$$\sigma_e = \frac{15\cdot 31{,}25\cdot 63{,}9}{25{,}6} = 1172 \text{ kg/cm}^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (17$$

II. Bemessung nach der Zusammenstellung:

$$\frac{h'}{b} = \frac{89{,}5}{160} = 0{,}56, \text{ somit: } k = 0{,}185,\ z = 0{,}946\,H'$$

$$H' = 89{,}5\,(1 + 0{,}185) = 106 \text{ cm} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1$$
$$z = 0{,}946\cdot 106 = 100{,}28 \text{ cm} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad .$$

$$F_e = \frac{3\,750\,000}{1200\cdot 100{,}28} = 31{,}20 \text{ cm}^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16$$

Nachprüfung:

$$x = 0{,}245\cdot 106 = 26{,}0 \text{ cm}.$$

$$p = \frac{\frac{160\cdot 26{,}0^2}{6} - \frac{16{,}0^2\cdot 130}{52}\cdot 15{,}33}{80{,}26 - \frac{16{,}0^2\cdot 130}{52}} = \frac{8250}{1440} = 5{,}72 \text{ cm}$$

$$z = 106{,}00 - 5{,}72 = 100{,}28 \text{ cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{3\,750\,000}{1440\cdot 100{,}28} = 26{,}0 \text{ kg} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (15$$

$$F_e = \frac{26\cdot 1440}{1200} = 31{,}20 \text{ cm}^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16$$

oder:

$$J_x = \frac{160\cdot 26^3}{3} - \frac{130\cdot 16^3}{3} + 15\cdot 31{,}2\cdot 80{,}0^2 = 3\,755\,000 \text{ cm}^4$$

$$\frac{M}{J} = 0{,}999 = \sim 1{,}0$$

$$\sigma_b = 1{,}0\cdot 26 = 26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 15\cdot 1{,}0\cdot 80 = 1200 \quad „ \quad „$$

(Bemerkung: Die Nutzhöhe von 106 cm hätte man nach dem Verfahren b) erhalten bei einem $r = \frac{h'}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = 0{,}694$, entsprechend $\sigma_b/\sigma_e \sim 21/1200$).

III. Querschnitt wie unter II, jedoch $M = 4\,200\,000$ kg/cm, gesucht $F_e + F_e'$.*)

$M = 4\,200\,000$ kg/cm
Die Betondruckfläche des Plattenbalkens nimmt ein M auf von (s. II) $= 3\,750\,000$ „ „ (14
sodaß von den Druckeisen F_e' noch aufzunehmen sind: . . . . . $M_e' = 450\,000$ kg/cm

$$\sigma_e' = \frac{n\,\sigma_b\,m}{x} = \frac{15\cdot 26\cdot 23}{26} = 345 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_e' = \frac{M_e'}{H' - a'} = \frac{450\,000}{103} = 4\,365 \text{ kg}$$

$$F_e' = \frac{D_e'}{\sigma_e'} = \frac{4365}{345} = 12{,}65 \text{ cm}^2$$

$$F_e = \frac{D'\,\sigma_b + D_e'}{\sigma_e} = \frac{1\,440\cdot 26 + 4\,365}{1\,200} = 34{,}85 \text{ cm}^2$$

*) Der Einfachheit halber wird mit $\sigma_b/\sigma_e = 26/1200$ kg/cm² weitergerechnet, obwohl man im allgemeinen bei dieser mittleren Betonspannung keine Druckeisen anordnen wird.

Nachprüfung:

$$p = \frac{8\,250 + \frac{15}{26} \cdot 23 \cdot 12{,}65 \cdot 3}{1\,440 + \frac{15}{26} \cdot 23 \cdot 12{,}65} = \frac{8\,754}{1\,608} = 5{,}65 \text{ cm} \quad \ldots \quad (19$$

$$z = 106{,}00 - 5{,}65 = 100{,}35 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{4\,200\,000}{1\,608 \cdot 100{,}35} = 26{,}0 \text{ kg/cm}^2$$

$$y = 106{,}0 - 26{,}0 = 80 \text{ cm}$$

oder

$$\sigma_e = \frac{15 \cdot 26 \cdot 80}{26} = 1\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Jx = 3\,755\,000 + 15\,(12{,}65 \cdot 23{,}0^2 + 3{,}65 \cdot 80^2) = 4\,210\,000 \text{ cm}^4$$

$$\frac{M}{J_x} = 0{,}998$$

$$\sigma_b = 0{,}998 \cdot 26 = 25{,}95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 0{,}998 \cdot 80 = 1\,198 \text{ kg/cm}^2.$$

BEITRAG ZUR BERECHNUNG DER PILZDECKEN.

Von Dr.-Ing. Doeinck, Assistent a. d. Techn. Hochschule Danzig.

Die Statik der Hochbaukonstruktionen hat in den letzten Jahren entsprechend den großen Anforderungen, die durch den Eisenbetonbau gestellt werden, einen gewaltigen Aufschwung genommen. Leider hat das für die Praxis des Eisenbetonbaues zum mindesten ebenso wichtige Problem, welches die Theorie der ebenen Platten stellt, nicht gleichen Schritt halten können. Trotzdem die Grundlagen der Berechnung in der Kirchhoffschen Theorie in einwandfreier Weise vorliegen, gibt es doch bislang nur verhältnismäßig wenige Arbeiten, die sich mit diesem Problem beschäftigen.

Wenn es nun auch noch nicht gelungen ist, für Platten mit beliebigen Randbedingungen das Integral der Differentialgleichung in gebundener Form zu bestimmen, so genügen doch die bislang vorliegenden Näherungsmethoden für technische Zwecke der Anwendung vollkommen. Von diesen Methoden der Plattenberechnung seien als wichtigste hier diejenige von Navier [1]) und Levy [2]) genannt, zu denen neuerdings die von Marcus aufgestellte Theorie der elastischen Gewebe [3]) tritt. Sie alle haben das Gemeinschaftliche, daß man bei ihrer Anwendung jeden gewünschten Genauigkeitsgrad erreichen kann, solange naturgemäß die von Kirchhoff zur Aufstellung der Theorie gemachten Annahmen zutreffen.

Ein Gleiches läßt sich aber nicht von den bis jetzt vorliegenden Näherungsberechnungen für Pilzdecken sagen. Die die Resultate der Kirchhoffschen Plattentheorie berücksichtigenden Gleichungen für die Durchbiegungsfläche einer Pilzdecke von Grashoff [4]) (vgl. auch Eddy [5]) und Maier [6])), Hager [7]) und Föppl [8]) erfüllen wohl zum Teil die geometrischen Randbedingungen, lassen aber alle eine sehr wichtige Bedingung bezüglich des Verlaufes der Scherkräfte unberücksichtigt. Für den Grashoffschen Ansatz ist das bereits von Lewe [9]) nachgewiesen worden. Dasselbe gilt aber auch von den Gleichungen, die von den anderen Autoren aufgestellt worden sind.

Der Grund für dieses Versagen bei der Berechnung der Pilzdecken ist wohl darin zu suchen, daß alle Bearbeiter versucht haben, ohne die logarithmische Lösung der homogenen Differentialgleichung der Platte [10]) auszukommen. Es scheint aber gerade diese Lösung die einzige zu sein, welche in einwandfreier Weise den Verlauf der Querkräfte der Platte darstellt, wie er beim Auftreten von Einzellasten, die ja bei der Pilzdecke vorliegen, verlangt werden muß.

Es ist nun naheliegend, entsprechend der in der Statik allgemein üblichen Methode zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme die Untersuchung der Pilzdecke zu trennen und sie zurückzuführen auf die beiden einfacheren Fälle der Belastung durch eine gleichmäßig verteilte Last und eine solche durch Einzelkräfte. Die Platte mit gleichmäßig verteilter Belastung entspricht dabei dem statisch bestimmten Hauptsystem und die Säulenstützdrücke treten an die Stelle der statisch überzähligen Größen.

Für die Untersuchung einer rechteckigen Platte mit Einzellasten erscheint nun die Annäherungsmethode nach Levy als die geeignetste und da sie sich in gleicher Weise auch für die Beanspruchung durch gleichmäßig verteilte Belastung eignet, ist von ihr für die weitere Untersuchung Gebrauch gemacht worden. Da nicht angenommen werden kann, daß sie allgemein bekannt ist, sei sie kurz in der Henckyschen Bearbeitung wiedergegeben.

Die Differentialgleichung für die Durchbiegungsfläche der Platte lautet

$$\frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^2 \zeta y^2} + \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = \frac{p}{N} \quad \ldots \ldots \quad (1$$

hierin ist

ζ = Ordinate der Durchbiegung für die Mittelfläche (neutrale Fläche) der Platte,

x, y = Koordinaten in der Mittelfläche der Platte,

p = Belastung in kg/cm²,

$N = \frac{m^2}{m^2 - 1} E \frac{h^3}{12}$ = Plattensteifigkeitszahl.

Es ist nun, wie gesagt, bis heute nicht gelungen, ein Integral dieser Differentialgleichung zu bestimmen, welches allen Randbedingungen genügt. Diese Randbedingungen werden bei der freigelagerten Platte, die dieser Erläuterung der Levyschen Methode zugrunde gelegt werden soll, dadurch gekennzeichnet, daß längs der Ränder sowohl die Durchbiegung wie auch alle Momente verschwinden.

Infolge der Kraftübertragung nach allen Richtungen treten bei der Platte in vertikalen Schnitten auch in dieser Schnittebene wirkende horizontal gerichtete Scherspannungen auf. Diese Scherspannungen bilden für die Fläche von Längen-

---

[1]) Leitz, Die Berechnung der freiaufliegenden rechteckigen Platten. Diss. Ernst & Sohn, Bln.. 1914.

[2]) Hencky, Über den Spannungszustand in rechteckigen ebenen Platten. Diss. München, Oldenbourg 1913.

Nadai, Die Formänderungen u. die Spannungen von rechteckigen elastischen Platten. Forschungsarbeit 170/71 des V. d. I.

[3]) Marcus, Theorie der elastischen Gewebe, Arm. Bet. 1919, Heft 5 ff.

[4]) Grashoff, Elastizitätslehre S. 359.

[5]) Probst, Vorlesungen über Eisenbetonbau S. 503.

[6]) Maier, Die trägerlose Eisenbetondecke, Dt. Bauzeitung 1912, Mitt. 21.

[7]) Hager, Theorie des Eisenbetons S. 266.

[8]) Föppl, Zwang und Drang S. 202.

[9]) Lewe, Berechnung trägerloser Eisenbetondecken nach dem Pilzsystem, Beton und Eisen 1915, S. 121.

[10]) Föppl, Vorlesungen über technische Mechanik, Bd. V, S. 110.

einheit × Plattenhöhe ein Kräftepaar, das mit dem Namen „Drillungsmoment" eingeführt worden ist. Dies Drillungsmoment muß natürlich am Rande der Platte ebenfalls verschwinden. Kelvin und Tait [11]) haben nun bereits nachgewiesen, daß es möglich ist, das Drillungsmoment am Rande durch ein in sich im Gleichgewicht befindliches System von Randscherkräften zu ersetzen, ohne dadurch etwas am sonstigen Verhalten der Platte, abgesehen von der unmittelbaren Nähe der Ränder, zu ändern. Es macht sich also die Forderung nach dem Verschwinden der Randdrillungsmomente nur bei der Bestimmung der Auflagerreaktionen längs der Ränder bemerkbar, weil hier infolgedessen außer den Randscherkräften noch zusätzliche Auflagerreaktionen auftreten. Im übrigen kann die Forderung des Verschwindens der Randdrillungsmomente bei Aufstellung der Gleichung für die Durchbiegungsfläche unberücksichtigt bleiben.

Um die Randbedingungen zu erfüllen, braucht also für die freigelagerte Platte nur verlangt werden, daß die Gleichung für die Durchbiegungsfläche der Platte den Forderungen genügt, daß längs der Ränder die Durchbiegungen und die M_x und M_y-Momente (entsprechend den horizontal gerichteten Normalspannungen) verschwinden oder mathematisch ausgedrückt, daß längs der Ränder ζ, $\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}$, $\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}$ zu Null werden.

Sind 2 a und 2 b die Seiten einer rechtwinkeligen Platte (vgl. Abb. 2), so lautet ein partikuläres Integral von (1):

$$\zeta_I = \frac{p}{8N}(a^2 - x^2)(b^2 - y^2) \quad \ldots\ldots \quad (2$$

Diese Gleichung, die als Grundlösung bezeichnet sei, erfüllt bereits die Forderung, daß die Durchbiegungen längs der Ränder Null sind. Infolgedessen sind auch für

$$x = \pm a \qquad \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} = 0$$

$$y = \pm b \qquad \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} = 0$$

Anderseits ist aber für

$$x = \pm a \qquad \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} = -\frac{p}{4N}(b^2 - y^2)$$

$$y = \pm b \qquad \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} = -\frac{p}{4N}(a^2 - x^2)$$

so daß die aus Gl. (2) sich ergebenden Momente entsprechend den dafür geltenden Formeln

$$M_x = -N\left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} + \frac{1}{m} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}\right)$$

$$M_y = -N\left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} + \frac{1}{m} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}\right)$$

längs der Ränder nicht verschwinden.

Fügt man nun zu der Grundlösung noch Zusatzlösungen, welche der homogenen Differentialgleichung

$$\frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \zeta}{\partial^4 y} = 0 \quad \ldots\ldots \quad (3$$

entsprechen, so bleibt dadurch die nichthomogene Differentialgleichung (1) immer noch erfüllt.

Die statische Deutung dieser Zusatzlösungen ist eine Beanspruchung der Platte durch Kräfte oder Momente, die nur an den Rändern der Platte angreifen.

Das Integral der Gl. (3) wird nun in Form von unendlichen trigonometrischen Cosinusreihen gewählt, nämlich [12])

$$\zeta_{II} = \sum X \cos\frac{n\pi}{2b} y + \sum Y \cos\frac{n\pi}{2a} x$$

X und Y sind hier Funktionen von nur x bzw. y und haben die Form

$$X = A_1 \mathfrak{Sin}\frac{n\pi}{2b} x + A_2 \mathfrak{Cof}\frac{n\pi}{2b} x + A_3 x \mathfrak{Sin}\frac{n\pi}{2b} x + A_4 x \mathfrak{Cof}\frac{n\pi}{2b} x$$

$$Y = B_1 \mathfrak{Sin}\frac{n\pi}{2a} y + B_2 \mathfrak{Cof}\frac{n\pi}{2a} y + B_3 y \mathfrak{Sin}\frac{n\pi}{2a} y + B_4 y \mathfrak{Cof}\frac{n\pi}{2a} y$$

mit den frei wählbaren Konstanten A_1 bis A_4 und B_1 bis B_4.

Das Wesen der Levyschen Methode besteht nun darin, daß die aus der Grundlösung sich ergebenden Randmomente als Parabeln sehr gut durch eine Cosinusreihe ausgedrückt werden können. Die Konvergenz dieser Cosinusreihen ist eine sehr große, was ja klar ist, da sich schon in erster Annäherung eine Parabel verhältnismäßig gut durch eine Cosinuslinie ersetzen läßt.

Die aus Gl. (4) sich ergebenden Randmomente sind ebenfalls wie die Durchbiegungen längs der Ränder Cosinuslinien. Man hat also, um die aus der Grundlösung (2) sich ergebenden Randmomente fortzuschaffen, die Konstanten in den einzelnen Gliedern von (4) so zu wählen, daß in der Gleichung der Randmomente für die Zusatzlösungen der Koeffizient jedes einzelnen Gliedes entgegengesetzt gleich dem Koeffizienten des entsprechenden Gliedes der in einer Cosinusreihe ausgedrückten Randmomente für die Grundlösung ist.

Auf diese Weise nun erhält man durch Addition von Gl. (2) und (4) eine Funktion in Form von unendlichen Reihen, welche der Differentialgleichung der Platte und allen Randbedingungen genügt.

Die Grundlösung für alle Belastungsfälle kann immer so gewählt werden, daß wenigstens in den Ecken der frei gelagerten Platte Durchbiegung und Moment verschwinden. Dann ist die Konvergenz der trigonometrischen Reihen bei symmetrischer Belastung so groß, daß man sich für technische Zwecke im allgemeinen mit einem Reihengliede begnügen kann.

Um zu erreichen, daß in den Ecken Momente und Durchbiegungen verschwinden, bedarf man noch weiterer Integrale der homogenen Differentialgleichungen (3) als Zusatzlösungen. Zum Unterschiede von diesen sind fortan nach Hencky die Gleichungen (4) die überlagernden Funktionen genannt worden.

Von der Reihe der überlagernden Funktionen sind die Glieder

$$A_1 \mathfrak{Sin}\frac{n\pi}{2b} x; \qquad A_4 x \mathfrak{Cof}\frac{n\pi}{2b} x,$$

$$B_1 \mathfrak{Sin}\frac{n\pi}{2a} y; \qquad B_4 y \mathfrak{Cof}\frac{n\pi}{2a} y$$

nicht symmetrisch, infolgedessen sind die Koeffizienten

$$A_1 = A_4 = B_1 = B_4 = 0$$

zu setzen, solange nur doppelt symmetrische Belastungszustände untersucht werden. Und auf solche soll diese Arbeit vorläufig beschränkt bleiben.

Die Untersuchung der als statisch bestimmtes Hauptsystem anzusehenden, an den Rändern frei gelagerten oder auch eingespannten Platte kann wohl durch die Arbeiten von Hencky und Nadai, die beide die Levysche Methode angewandt haben, als abgeschlossen angesehen werden. Beide Bearbeiter haben auch den Spannungszustand einer rechteckigen Platte untersucht, welcher durch eine Einzellast in Plattenmitte beansprucht wird. An anderer Stelle wird gezeigt werden, daß die Levysche Methode sich auch bei beliebiger exzentrischer Stellung der Einzellast verwerten läßt. Hier soll es sich nur um Gruppen von zwar auch exzentrischen, aber in ihrer Gesamtheit zum Koordinatensystem doppelt symmetrisch angeordneten Einzellasten handeln. Dabei läßt sich die Gesamtzahl der Säulen in einzelne Gruppen von 1, 2 oder 4 Säulen aufteilen, für die in jeder Gruppe die Durchbiegungen unter allen Lasten die gleichen sind. Jede dieser Gruppen bildet dann für

[11]) Love-Timpe, Elastizitätslehre S. 526.

[12]) Love-Timpe, S. 564.

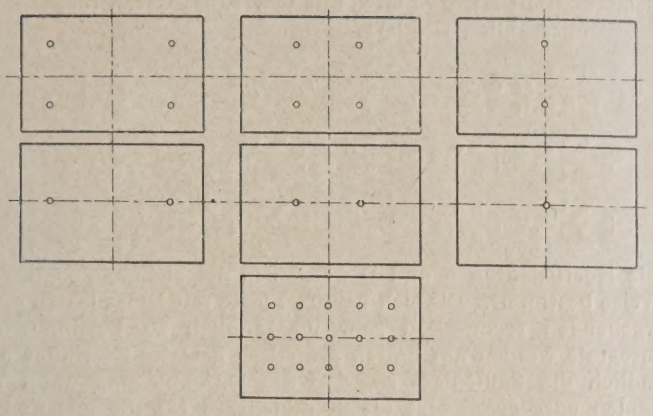


Abb. 1.

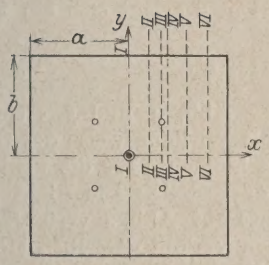


Abb. 2.

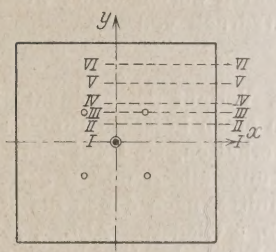


Abb. 3.

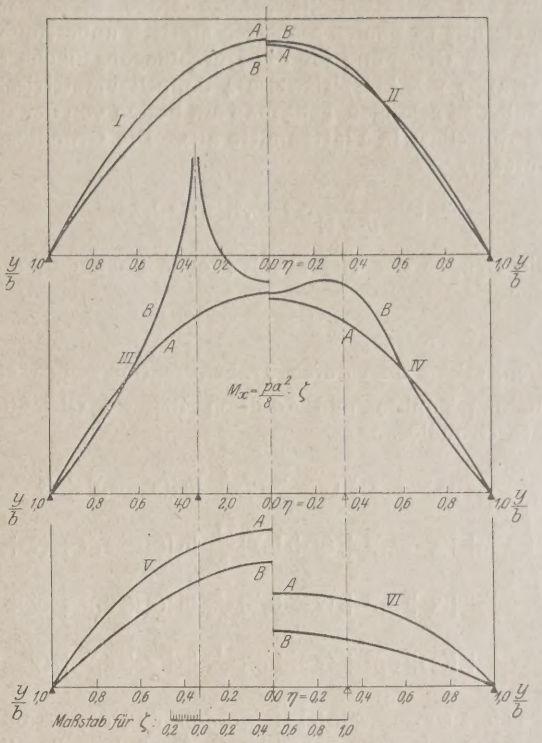


Abb. 4.

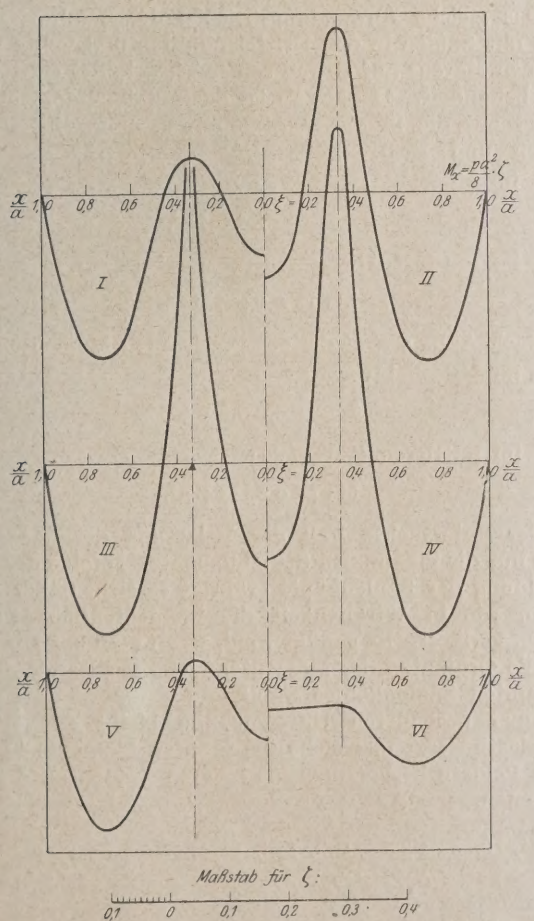


Abb. 5.

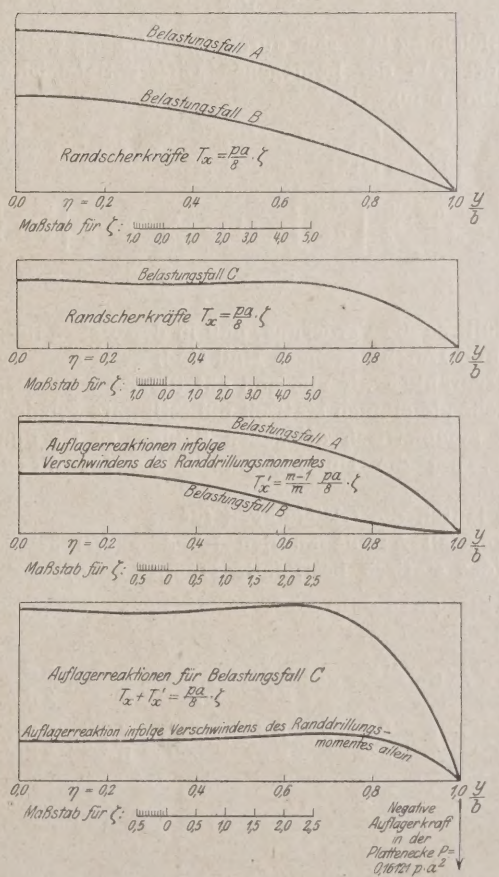


Abb. 6.

sich eine einzige statisch überzählige Größe. So ist nach Abb. 1 die Platte mit 15 Säulen sechsfach statisch unbestimmt.

Um zur Gleichung für die Durchbiegungsfläche einer solchen Gruppe mit beispielsweise 4 doppeltsymmetrisch gelegenen Säulen zu gelangen, geht man am besten von der Gleichung für die Einzellast in Plattenmitte aus. Die Grundlösung hierfür lautet [13]):

$$\zeta = \frac{P}{16\pi N}(x^2+y^2)\ln(x^2+y^2).$$

Für die Gruppe der vier gleich großen Lasten P, die in den Punkten

$$x = \pm a_1; \quad y = \pm b_1$$

angreifen, erhält man durch Transformation obiger Gleichung auf diese 4 Punkte und Addition dieser 4 Gleichungen die gesuchte Grundlösung:

$$\zeta = \frac{P a^2}{16\pi N}\Big\{[(x-a_1)^2+(y-b_1)^2]\frac{1}{a^2}\ln[(x-a_1)^2+(y-b_1)^2]\frac{1}{a^2} + [(x-a_1)^2+(y+b_1)^2]\frac{1}{a^2}\ln[(x-a_1)^2+(y+b_1)^2]\frac{1}{a^2} + [(x+a_1)^2+(y+b_1)^2]\frac{1}{a^2}\ln[(x+a_1)^2+(y+b_1)^2]\frac{1}{a^2} + [(x+a_1)^2+(y-b_1)^2]\frac{1}{a^2}\ln[(x+a_1)^2+(y-b_1)^2]\frac{1}{a^2}\Big\}$$

Sie ist sofort so angeschrieben worden, daß die veränderlichen Glieder nur noch reine Zahlenwerte darstellen, die allein vom Verhältnis der Seiten $\frac{b}{a}$, nicht mehr von den absoluten Größen der Seiten selbst abhängig sind.

Bezeichnet man die Funktion dieser reinen Zahlenwerte, welche durch die Summe der vier veränderlichen Glieder gebildet wird, mit Φ, so kann abgekürzt geschrieben werden

$$\zeta = \frac{P a^2}{16\pi N}\Phi.$$

Diese Gleichung läßt sich durch Hinzufügung weiterer partikulärer Integrale der homogenen Differentialgleichung (3) auf die Form bringen:

$$\zeta = \frac{P a^2}{16\pi N}\left[\underset{ab}{\Phi_x''}\frac{a^2-x^2}{a^2} + \underset{ab}{\Phi_y}\frac{b^2+y^2}{a^2} + \Phi - \Phi_{ab}\right]$$

mit $$\underset{ab}{\Phi_x''} = \frac{a^2}{2}\left[\frac{\partial^2\Phi}{\partial x^2}\right]_{\substack{x=a\\y=b}}; \qquad \underset{ab}{\Phi_y''} = \frac{a^2}{2}\left[\frac{\partial^2\Phi}{\partial y^2}\right]_{\substack{x=a\\y=b}}$$

$$\Phi_{ab} = \Phi_{\substack{x=a\\y=b}}$$

und erfüllt so die Forderung, daß in den Ecken der Platte Momente und Durchbiegungen Null sind.

Beschränken wir uns nun auf die dem Vorhergegangenen entsprechende einfach statisch unbestimmte Pilzdecke mit vier doppelt symmetrisch gelegenen Säulen, so ist nunmehr alles gegeben, um die Durchbiegungsfläche für dieselbe zu bestimmen.

Es lauten die Gleichungen für

Belastungsfall A: die an den Rändern frei gelagerte Platte (das statisch bestimmte Hauptsystem):

$$\zeta = \frac{p a^4}{8 N}\Big\{\frac{(a^2-x^2)(b^2-y^2)}{a^4} + \sum A_1 \mathfrak{Cof}\frac{n\pi}{2b}x\cos\frac{n\pi}{2b}y + \sum A_2\frac{x}{a}\mathfrak{Sin}\frac{n\pi}{2b}x\cos\frac{n\pi}{2b}y + \sum B_1 \mathfrak{Cof}\frac{n\pi}{2a}y\cos\frac{n\pi}{2a}x + \sum B_2\frac{y}{b}\mathfrak{Sin}\frac{n\pi}{2a}y\cos\frac{n\pi}{2a}x\Big\}$$

[13]) Hencky, S. 46.

Belastungsfall B: die Platte mit vier Einzellasten (die statisch überzählige Größe):

$$\zeta = \frac{P a^2}{16\pi N}\Big\{\left[\underset{ab}{\Phi_x''}\frac{a^2-x^2}{a^2} + \underset{ab}{\Phi_y''}\frac{b^2-y^2}{a^2} + \Phi - \Phi_{ab}\right] + \sum A_3 \mathfrak{Cof}\frac{n\pi}{2b}x\cos\frac{n\pi}{2b}y + \sum A_4\frac{x}{a}\mathfrak{Sin}\frac{n\pi}{2b}x\cos\frac{n\pi}{2b}y + \sum B_3 \mathfrak{Cof}\frac{n\pi}{2a}y\cos\frac{n\pi}{2a}x + \sum B_4\frac{y}{b}\mathfrak{Sin}\frac{n\pi}{2a}y\cos\frac{n\pi}{2a}x\Big\}$$

Die Koeffizienten A und B werden in der eingangs erwähnten Weise bestimmt. Die sich bei der Platte mit Einzellasten dabei ergebenden rechnerisch sehr umständlich zu bestimmenden Integrale werden am besten graphisch gelöst. Bestimmt man endlich die Säulenlast so, daß die Durchbiegung unter den Säulen entgegengesetzt gleich derjenigen für die gleichmäßig verteilte Belastung an dieser Stelle ist, so ergibt die Überlagerung beider Belastungszustände die Pilzdecke selbst (auf Tafel III Belastungsfall C genannt).

Auf diese Weise ist die Begrenzung für den allgemeinsten Sonderfall der quadratischen Platte mit Säulen in den Drittelspunkten durchgeführt worden. Dabei ergibt sich ein Säulenstützdruck von

$$P = 0{,}51644\ p\,a^2.$$

Der Verlauf der Momente ist aus Abb. 4 und 5 ersichtlich. Um einen besseren Einblick in die Wirkungsweise der Stützen zu erhalten, sind auf Abb. 4 die Momente für die beiden Belastungsfälle A und B getrennt dargestellt. Die Richtung der Schnitte, nach denen die Momente auf Abb. 4 verlaufen, gibt Abb. 2 wieder. Abb. 5 zeigt den Verlauf derselben Momente der Pilzdecke direkt von einer Wagerechten entwickelt nach Abb. 3. Abb. 6 endlich gibt den Verlauf der Randscherkräfte und Auflagerreaktionen wieder, die sich entsprechend dem eingangs erwähnten voneinander unterscheiden.

Das gleiche Anwendungsbeispiel der quadratischen Pilzdecke mit Säulen in den Drittelspunkten und voller Belastung hat auch Marcus auf Grund seiner Theorie der elastischen Gewebe behandelt. Danach [14]) ist das Maximalmoment (zurückgeführt auf die in dieser Abhandlung eingeführten Bezeichnungen und Begriffe)

im Mittelfeld:

$$M_x = 0{,}011\ p\,a^2,$$

im mittleren Seitenfeld:

$$M_x = 0{,}0405\ p\,a^2.$$

Nach Abb. 5 sind die entsprechenden Momente

im Mittelfeld:

$$M_x = 0{,}0131\ p\,a^2,$$

im mittleren Seitenfeld:

$$M_x = 0{,}0343\ p\,a^2.$$

Der untersuchte Fall der Belastung der ganzen Platte liefert nur die maximalen Stützmomente. Infolge der kräftigen Ausbildung der Säulenköpfe erübrigt es sich, näher zu untersuchen, wie in Wirklichkeit die Momentenfläche über den Stützen verläuft. Es genügt wohl, wenn man zur Dimensionierung die Ordinaten der Momentenfläche am Rande des vorher bestimmten Säulenkopfes wählt.

Einer besonderen Untersuchung bleibt es vorbehalten, die Belastungsarten, welche die größten Momente in den einzelnen Feldern hervorrufen und deren Zahlenwerte selbst zu bestimmen.

[14]) Dt. Bauzeitung, Mitt. 1919, 23/24.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privat-Dozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Die Preissteigerung der Baustoffe. Civ. Engineering Febr. 1920. ½ Spalte.

Über den Zerfall von Hochofenschlacken. Untersuchungen in den Jahren 1914 bis 1919, ausgeführt im Auftrage des Vereins deutscher Eisenhüttenleute von Dozent Dr. K. Endell an der Technischen Hochschule zu Berlin. Stahl und Eisen 1920, Nr. 7, S. 213—222, Nr. 8, S. 255—261. Vgl. Auszug hiervon in dieser Zeitschrift.

Verwendung der Hochofenschlacke im Baugewerbe. In den Mitt. f. Zem. u. Beton der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 1, gibt Fritz Eiselen einen ausführlichen Auszug aus dem Buche von Dr. A. Guttmann.

Versuche mit Zement-Traß-Mörteln und Ersatzstoffen für Traß. Von Dr. phil. Calame in Wilhelmshaven. Fortsetzung der Mitteilungen des Verfassers in Nr. 1 und 2 der Mitt. f. Zem. u. Beton der D. B.-Ztg. 1918 der gleichen Zeitschrift 1920, Nr. 1.

Die Haftung von Beton am Eisen. Eine halbe Seite in Gewapend Beton 1920, Märzheft, Auszug eines Beitrages von Vasileseo Karpen in „Comptes rendus" vom 7. XII. 1919.

Statik und Festigkeitslehre.

Dimensionierung dickwandiger Gefäße. Dr. techn. Leop. Klein. Kurze Wiedergabe einiger aus den Bachschen Formeln (Elastizität und Festigkeit) abgeleiteten Gleichungen zur Berechnung der Spannungen bei hohen Innendrucken und Außendrucken gegenüber Zylindern. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 4. 1 Seite.

Die Theorie des Balkens in der technischen Elastizitätslehre. Von Dr. Georg Prange, Privatdozent, Hannover, in der Zeitschr. f. Arch. und Ing.-Wesen 1920, Nr. 3 u. folg. Größere Veröffentlichung.

Einfaches Spannungsdiagramm für rollende Lasten. Von Norman G. Kapp in Engineering vom 9. Jan. 1920. 2 Seiten mit Abb.

Die Dehnungsarbeitsfunktion und die Elastizitätsgrenze. Von B. P. Haigh, M. B. E. D. Sc. Engineering vom 30. Jan. 1920. 2 Seiten.

Der Fereday-Spannungsmesser. Mit Abb. in Engineering vom 30. Jan. 1920.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

Neue Brücke über den Limfjord zwischen Aalborg und Nörresundby (Dänemark). Hinweis auf das kürzlich erlassene Preisausschreiben für diese Brücke nebst wichtigen Auskünften in der Schweiz. Bau.-Ztg. vom 13. III. 1920.

b) Hölzerne Brücken

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

Eisenbetonbauten im Staatsbergbaubetrieb. Von Ing. A. E. Dinger, Vorstand der Bauabt. der Staatsgruben in Limburg. 1. Die Kläranlage und Schlammbecken der Staatsgrube Wilhelmina; 2. die Eisenbetonüberführung über Streythagerweg auf Grund des neuen Feldes der gleichen Gruben. Mit vielen Abb. 9 Seiten in Gewapend Beton vom Febr. 1920.

Schleusenhäupter verbunden mit einer Brücke über einen Wasserleitungskanal. Schwere Eisenbetonkonstruktion mit 3 Spannweiten, bei der Montreal-Aquaeduktvergrößerung ausgeführt.

e) Eiserne Brücken.

Eiserne Eisenbahnbrücken mit geringer Bauhöhe. Von Dr. Thieme, Buxtehude. Z. d. Bauv. 1920, Nr. 17. Vorführung eines durch Abb. erläuterten Vorschlages, trotz Anwendung von Holzquerschwellen mit 38 cm Bauhöhe auszukommen.

Technische Kommission des Verbandes Schweizer. Brückenbau- und Eisenbau-Fabriken. Bericht über den Arbeitsplan dieser Körperschaft in der Schw. B.-Ztg. vom 6. März 1920.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Zur Wirtschaftlichkeit der Lehmbauweise. Von Stadtbaurat Köhler, Hildesheim. Die Bauwelt 1920, Heft 10 und 11.

Druckfestigkeit von Lehmsteinen und Lehmsteinmauerwerk. Von Dipl.-Ing. Gebauer, Ing. an der Bayr. Landesgewerbeanstalt Nürnberg. Mitteilung von Versuchsergebnissen und Betrachtungen hierzu in der Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 32, S. 301—303.

Merkblatt für Lehmbauten. Auszug aus dem Merkblatte des Preuß. Min. für Volkswohlfahrt nebst Kritik in Fußnoten. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 30.

Die Ambi-Bauweise. Von Arch. Franz Hoffmann, 2 Spalten mit Abb. in der Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 31.

Beton für die Außenmauern von Wohnhäusern. Von Ing. B. A. Verheij. 6 Seiten Übersicht über eine besondere Hohlbauweise mit besonderer binnenseitiger Verkleidung in Gewapend Beton 1920, Märzheft.

Risse an Zementwaren. 2 Spalten in der Tonind.-Ztg. 1920 Nr. 31 (mit Abb.) von Dipl.-Ing. Gebauer.

Die Eisenbeton-Gitterwand. Von Reg.- und Stadtbaumeister A. Kern, Frankfurt a. M., in Z. d. Bauv. 1920, Nr. 22, S. 137. Beschreibung einer Fachwerkbauweise mit gleichen Feldern, sodaß eine Dauerschalung verwendet werden kann. Mit Abb.

Wasserbau.

a) Grund- und Uferbau.

Praktische Winke für die Ausführung von umfangreichen Bodenuntersuchungen werden in einem Erlaß vom 10. II. 1920 den Behörden der allgemeinen Bauverwaltung zur Beachtung empfohlen. Der Erlaß nebst den „Winken" ist im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 18, S. 113 abgedruckt. Er befaßt sich ausschließlich mit dem Vorgehen bei Bohrungen.

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserbewegung.

Die Schätzung von Flußwassermengen nach Regenmengen-Aufzeichnungen. 2½ Spalte in Engineering vom 2. Jan. 1920.

Die Donauwasserkräfte. Bericht über die Verhandlungen am 4. II. 20, im Wasserwirtschaftsverband der österr. Industrie in Wien. Z. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 8.

c) Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

Die Niederwasserregulierung in der tirolbayerischen Grenzstrecke des Inn. Von Oberbaukommissar und Innbauleiter Ing. Jul. Duhm in der Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1920, Nr. 9 u. 10. 5½ Seiten nebst einer großen Tafel.

Sunderland Harbour. Die Verbesserung der Einfahrt mit Beziehung auf die Verringerung der Wellenwirkung. Von W. Simpson, O. B. E., M. Just C. E. in Civil Engineering 1920, Febr. 1 Spalte.

Whitby Harbour Improvement. Von James Mitchell, M. Just C. E. in Civil Engineering 1920, Februar. 1 Spalte.

Für den Bau des Trockendocks im Hafen von Honolulu auf Hawai sind nach Eng. News Record, wie Z. d. Bauv. 1920, Nr. 18, auszugsweise berichtet, 6500 t schwere Betonkörper schwimmend an Ort und Stelle gebracht worden. Die Körper haben ⊔-Form und sind im Schwimmdock hergestellt, sodann an Schwimmkörpern aufgehängt, verfahren und versenkt worden.

Der schleusenlose Mittellandkanal. Äußerungen von Düsing, Ahlbeck, zu den Ausführungen in der Z. d. V. d. Ing. 1919, S. 759, ebenda 1920, Nr 10, S. 237. 1 Seite.

Der Rhein-Donau-Kanal. Kurze Mitteilungen über den Antrag der Bewilligung von 75 Mill. M. im Bayer. Landtage. Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 10, S. 242.

Sheffield und der Humber-Kanal. 1 Spalte. Civil-Engineering 1920, Februar.

d) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Wasserkraftausnutzung in Österreich. Zusammenstellung der von den politischen Verwaltungsbehörden im Februar 1920 im hydrographischen Zentralbüro vorgelegten Anzeigen von projektierten und konzessionierten Wasserkraftanlagen. Statistisches. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1920, Nr. 10.

Ausnutzung der Wasserkräfte des Dnepr. Kurze Mitt. in der Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 10, S. 242, nach russischen Zeitungsmeldungen.

Der Bau der Wasserkraftanlage für die Elektrizitätsversorgung von Oberkrain. Von Ing. Dr. Otto Felix Schoßberger. 6 Seiten mit Abb. in der Z. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 7.

Die Verwaltung von Wasserkraft und Elektrizität in Niederländisch-Indien. De Ingenieur 1920 Nr. 8. 1. Jahresbericht; 2. Besprechung der kolonialen Studien „Das Wasserkraftwesen in Niederländisch-Indien" von Ing. A. Groothoff. Verfasser: Ing. A. G. von Baumhauer. 3 Seiten.

Ausgeführte Meliorationsunternehmungen (in Österreich im Jahre 1919). Statistische Übersicht. Wochenschr. f. d. öffl. Baudienst 1920 Nr. 10.

Untersuchungen über die Mittel zur Abdichtung von Stauseen, Staudämmen, Staumauern, Stollen, Kanälen. Orientierende Vorbereitungen von W. Huggentobler, Ing. der Abdichtungskommission des Schweiz. Wasserwirtschaftsverbandes. Schweiz. B.-Ztg. vom 14. Februar 1920.

Der Ausbau der Inn-Wasserkräfte. Von Dr. phil., Dr. oec. publ. Zahnbrecher, M. d. Bayr. Landtags, München. Der Ausbau der Inn-Wasserkräfte ist überlassen an drei Gesellschaften mit örtlichen Wirkungsgebieten: 1. Gesellschaft Oberinn G. m. b. H., München (Strecke Landesgrenze — Wasserburg); 2. Innwerk Bayr. Alumin.-A.-G., München (Strecke Wasserburg — Salzachmündung); 3. Unter-Inn-Syndikat, München (Strecke Salzachmündung — Passau). Gemischtwirtschaftliche Gesellschaften (Reich, Staat und Großindustrie). Man erwartet Gesamterzeugung 580 000 PS max., und 372 000 PS im Jahresmittel, gleichwertig 2,2 Millionen Tonnen Kohle gleich 220 000 Wagenladungen. Einige Schwierigkeit macht eine zwischen Kufstein und Rosenheim gelegene 13 Kilometer lange Strecke, wo die Landesgrenze in Flußmitte verläuft. In vorbildlicher Weise tritt der Verfasser für die Ausnutzung der Arbeitslosen zur Schaffung werbender Anlagen ein, deren Gestehungskosten zwar hoch erscheinen mögen, von denen aber stets ein erheblicher Teil für ersparte Arbeitslosenunterstützung abgerechnet werden kann. In der Wirtschaft des gesamten Volkes ist der enorme Gewinn, der hierbei erzielt wird, offensichtlich. Privatwirtschaftliche Gesichtspunkte dürften in solchen nicht maßgebend sein. Z. f. Arch. und Ingenieurwesen 1920 Heft 3.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

Der gegenwärtige Stand der Kraftwagenbenutzung zur Güterbeförderung auf Straßen. 1 Spalte in der Z. f. Kleinbahnen 1920, Februarheft.

Ein neuer Güterbeförderungsplan. Eine halbe Spalte in Civil Engineering 1920, Februar.

Eisenbahnbau und -Betrieb.

Rückblick auf das Jahr 1919. Das deutsche Eisenbahnnetz, die Abgabe von 5000 Lokomotiven und 150 000 Wagen, das Reichseisenbahnprogramm, das Reichsverkehrsministerium, die künftige Organisation der Verwaltung, die Bautätigkeit, der Betriebsmittelpark, die Behandlung der Lokomotiven, die elektrische Zugförderung, der Fahrplan, die Eisenbahnfinanzen, die Personalfrage (Streiks), Arbeiter, Lehrlinge und Beamte, die Wasserstraßen, die österreichischen Bahnen unter dem Einfluß der Friedensbedingungen werden nach einander behandelt. Es folgt dann eine kurze Besprechung der Verhältnisse bei den Bahnen des Auslandes. Einem kurzen Bericht über das Intern. Übereinkommen über den Eisenbahnfrachtenverkehr, über die sonstigen zwischenstaatlichen Vereinbarungen folgt das Schlußwort. Der Bericht ist erstattet von Geh. Oberregierungsrat Dr. v. Ritter in der Zeitung des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen 1920 Nr. 1 bis 2. (19 Seiten.)

British Railways in 1919. Engineer vom 2. Januar 1920 gibt einen Überblick über die britischen Eisenbahnen im Jahre 1919. Dieser umfaßt: 1. einen Bericht über die Schaffung des Transport-Ministeriums, dessen Ankündigung unter den Teilhabern der Eisenbahngesellschaften Bestürzung und Hemmung der Unternehmungskraft hervorgerufen habe. Weiter werden die beiden Streiks besprochen. Am 2. II. 1920 begann ein Streik der Eisenbahner in England, zunächst ohne Mitwissen der National Union, weil die vom Präsidenten des Board of Trade gemachten Versprechungen über den 8-Stundentag und Löhne noch nicht erfüllt waren. Beendigung durch ein Abkommen vom 27. III. In dem neuen Ministerium (s. o.) sollten die Arbeiter eine Vertretung haben — das Railway Advisory Committee, außerdem sollten die Löhne bis Ende 1919 festgelegt werden und nicht unter die im November 1918 vereinbarten herabgehen. Es entstanden bei den Lohnvereinbarungen aber wiederum Schwierigkeiten; diese führten am 26. IX. 1919 wiederum zum Streik, der bis zum 5. X. andauerte. Neue Vereinbarungen sollten getroffen und bis Ende 1919 abgeschlossen werden. Die Löhne sollten bis 30. IX. 1920 festgelegt werden, und zwar sollten die Kriegslöhne bis dahin beibehalten werden. Der Lohn eines jugendlichen Arbeiters solle nicht unter 51 Shilling pro Woche betragen, solange der Lebensunterhalt nicht unter 110 % der Vorkriegsverhältnisse gesunken sei. Die Lage ist hier also noch keineswegs endgültig geklärt. Es hat aber den Anschein, als ob diese bedeutungsvollen Streiks lediglich wirtschaftlichen und nicht politischen Wesens sind. Weiter befaßt sich der Bericht mit den Einnahmen und den Unkosten der Bahnen im Kriege und 1919, über die Wagenknappheit und die Neubeschaffung von Lokomotiven und von Wagen. Eisenbahnunfälle von großer Bedeutung sind 1919 nicht vorgekommen. Im ganzen drei Personen getötet. — Die North-Eastern hat beschlossen, ihre Hauptlinie zwischen York und Newcastle und eine weitere Linie in elektrischen Betrieb überzuführen.

Die englischen Eisenbahnen im Jahre 1918. Auszug aus dem Bericht des englischen Kriegskabinetts über das Jahr 1918 in der Z. d. V. deutsch. Eisenb.-Verw. 1920 Nr. 5.

Die virtuellen Längen der Eisenbahnen. Von Dr.-Ing. Hans Weber, Zürich, in der Verkehrstechnik 1920 Heft 5 und 6.

Entwicklung der Kleinbahnen in Preußen für das Jahr 1918. Statistischer Bericht in der Zeitschrift für Kleinbahnen Februar und März 1920.

Lastkraftwagen oder Eisenbahn? Von Rgbmstr. Christfreund, Rendsburg. Untersuchungsrechnungen, die jedoch — wie der Verfasser richtig bemerkt — keinen Anspruch auf Allgemeingültigkeit haben, sondern von Fall zu Fall wiederholt werden müssen. Weiter wird der Vorschlag gemacht, die Güterwagen mit abnehmbaren Kästen zu versehen, die auf das Lastauto übergesetzt werden können. Hierdurch Abkürzung der Ent- und Beladefristen. Verkehrstechnik 1920 Heft 6.

Neue Wege zur Verbesserung des deutschen Verkehrswesens. Von Otto Buschbaum, Gleiwitz. Wiedergabe des Wortlautes des Vortrages vor dem bayr. Bezirksverein deutscher Ingenieure in München in der Z. d. V. deutscher Eisenb.-Verw. 1920 Nr. 11 und 12.

Was wird aus den Betriebsämtern? Von Bauinspektor Rukwied, Sigmaringen, in der Z. d. V. deutsch. Eisenb.-Verw. 1920 Nr. 3.

Reichsminister Oeser über die Schließung der Eisenbahnwerkstätten. Wiedergabe des Wortlautes der am 29. Januar 1920 vor der preußischen Landesversammlung abgegebenen Erklärung in der Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1920 Nr. 9, 1 Seite.

Berechnung von Zugbewegungen. Besprechung der Broschüre von Baurat Ph. Pforr. Verlag von R. Oldenbourg 1919. Z. d. V. deutsch. Eisenb.-Verw. 1920 Nr. 10.

Zur Frage der Kommunalisierung der Straßenbahnen. Von Dr.-Ing. W. Majerczik. Es wird den Fragen nachgegangen: 1. Welchen Einfluß hat die Kommunalisierung auf das den Betrieb übernehmende Gemeinwesen? und 2. Inwiefern ist die Kommunalisierung eine geeignete Maßnahme zur Durchführung der Kommunalisierung? Die Straßenbahnen erbringen den Städten meistens ganz bedeutend geringere Einnahmen als Gas-, Elektrizitäts- und Wasserwerke. Oft erfordern sie noch Zuschüsse (1916). Wiederholung der Feststellung, daß die gemeindlichen Straßenbahnen mit 1 bis 3 % geringerer Verzinsung arbeiten als die privaten. Hinweis auf den unvermeidlichen Bureaukratismus. Vorschlag gemischtwirtschaftlicher Unternehmungen. Verkehrstechnik 1920 Heft 6.

Bemerkungen über die Gleisanordnung vor Lokomotivstationen. Von Prof. Dr. Blum mit mehreren Abbildungen. Vier Seiten in der Z. d. V. deutscher Eisenbahn-Verw. 1920 Nr. 6.

Vereinfachungen im Güterwagenpark III. Von Emil Rank, in der Z. d. V. deutsch. Eisenb.-Verw. 1920 Nummer 8.

Das zukünftige Schnellbahnnetz Groß-Berlin. Besprechung der Denkschrift von Prof. Dr. Erich Giese, Berlin 1919. Druck von W. Moeser, Berlin. 3½ Seiten in der Z. d. V. deutsch. Eisenb.-Verw. 1920 Nr. 4.

Die City and South London Railway ist wieder herzustellen. Eine halbe Spalte in Civ. Engineering 1920, Februar.

Weichen mit gekrümmten Herzstücken. Oberbaurat Schwarz, Berlin-Südende, führt im Zentralbl. d. Bauv. 1920 Nr. 19 S. 119 folg. eine neue Weichenart vor, die durch Hineinführung der Krümmung in das Herzstück gekennzeichnet ist. Der Zweck ist, die Ablenkung, d. i. das Neigungsverhältnis, zu vergrößern ohne den Einschneidewinkel der Zunge gegen die Backenschiene zu vergrößern. Es soll bei stärkster Ablenkung ein geringer Stoß auf die Zunge ausgeübt werden, so daß die Geschwindigkeit im gekrümmten Strange gesteigert werden kann. Im Zusammenhange mit den bestehenden Grundlagen der preußischen Weichen wird die Abänderung eingehend und klar besprochen. Die Vorteile sind sehr zahlreich. Als Nachteil ist nach der Veröffentlichung nur die Unmöglichkeit, das Herzstück sowohl in Rechts- wie in Linksweichen zu verwenden, zu nennen.

Zur Bremsung der Güterzüge. Von Ministerialrat E. Cimonetti, Wien. Zwei Seiten in der Z. d. V. deutsch. Eisenb.-Verw. 1920 Nr. 5.

Soll eine durchgehende Bremse beim Überfahren des Haltesignals selbsttätig in Wirksamkeit treten? Eine Spalte in Civil Engineering 1920, Februar.

Mittel zur Verhütung des Überfahrens der Haltsignale. Von Oberbaurat Prof. H. Moellering, Dresden, in der Z. d. V. deutsch. Eisenb.-Verw. 1920 Nr. 16 u. 17.

Dreistelliges Vorsignal? Von Bahnmeister I. Klasse Ballhausen, Berlin. Z. d. V. deutsch. Eisenb.-Verwaltungen Nr. 2 1920. Zuschriften hierzu von Oberbaurat Schwarz, Berlin, und Oberbaurat Kiel, Hannover, in Nr. 11 derselben Zeitschrift.

Die Oberweißbacher Bergbahn. Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Bäseler, Lichtenhain, Schw.-Rudolstadt, in der Z. d. V. deutsch. Eisenb.-Verw. 1920 Nr. 15, drei Seiten. Besprechung der Sachlage und des Entwurfes, der aus einem Vorschlage des Verfassers hervorgegangen ist.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie Schiffbau.

Allgemeines über Eisenbeton.

Über „Neuere Ausführungen der trägerlosen Decken (Pilzdecken), besonders in Amerika" berichtet Dr.-Ing. J. Polivka, Prag, im „Beton u. Eisen" 1919, Heft 9/10 u. 11. In Amerika wurden nach dem „Turner-System", dem bekanntesten des „Mushroom-Systems", in den ersten vier Jahren der Einführung rund 8 Millionen Quadratmeter ausgeführt. Die Säulen weisen die bekannte runde oder eckige „Pilzform" auf und werden häufig in fabrikmäßig hergestellten Stahlformen gestampft. In ihrem oberen Teile erhalten sie eine Radial- und Ringbewehrung, während die dazwischen gespannten Platten „vierschnittig" armiert werden. Verfasser gibt an Hand zahlreicher Abbildungen kurze Beschreibungen von zwölf in Amerika ausgeführten Lager-, Fabrik- und Gefängnisbauten.

Donauschleppkähne aus Eisenbeton. Ausführlicher Auszug aus der Arbeit von Dr.-Ing. E. Foerster in der Z. d. V. d. I. 1919 Nr. 42 in der Vereins-Ztg. 1920 Nr. 26.

Eisenbeton-Bohrgerüst mit Abbildungen in The Engineer vom 9. Januar 1920. Zwei Spalten.

Eisenhochbau.

Richtpunkte für die Ausführung von Krananlagen in Hüttenwerksbetrieben. Von E. Bruchmann in Willich, Stahl u. Eisen 1920 Nr. 8. Auch der Bauingenieur (Eisenbauer) findet hierin sehr Beachtenswertes, besonders über die Gestaltung der Hallen für den Kranträger.

Städtischer Tiefbau und Städtebau.

„Gutachten und Projekt über eine geordnete, hygienisch einwandfreie und wirtschaftliche Beseitigung der Abwässer der Deutschen Futterwerke, G. m. b. H., in Jessenitz in Mecklenburg" von Dipl.-Ing. Endris (Hamburg), enthalten im „Städtischen Tiefbau" 1920, Heft 1 und 2. Eingangs gibt Verfasser eine kurze Beschreibung der Futterwerke sowie der vorhandenen Vorflutverhältnisse und der Abwassermenge. Es folgt das Gutachten, welches insbesondere über die bisher vorhandene, äußerst mangelhafte Abwasserbeseitigung, den Charakter des entstehenden Abwassers, die Wahl des Reinigungssystems und die angestellten Vorversuche sich ausspricht. Von Reinigungsverfahren werden behandelt das Riesel-, das Füllkörper-, das Tropfkörperverfahren sowie die intermittierende Bodenfiltration. In vorliegendem Fall kommt hauptsächlich mit Rücksicht auf die Kosten nur die zuletzt genannte Reinigungsart in Frage. Auf diese — die intermittierende Bodenfiltration — erstrecken sich daher auch die erwähnten Vorversuche. Es werden drei Versuchsfilter ausprobiert, und insbesondere die Fäulnisunfähigkeit, die Oxydierbarkeit der Filterabflüsse und ihre Einwirkung auf die Vorfluter — auf Fauna und Flora derselben — festgestellt. In den Schlußfolgerungen sind noch die besonderen Voraussetzungen besprochen, an welche die Anwendbarkeit des vorgeschlagenen biologischen Klärverfahrens hier geknüpft ist.

Im zweiten Teil des Aufsatzes, dem Projekt, verbreitet sich Verfasser besonders über den Reinigungsvorgang, die Pumpenanlage, das Klärbecken, die Bodenfilter und die Vorflut. Unterstützt werden die klaren Ausführungen durch sechs eingehende Zeichnungen der eben genannten Anlagen.

Die Arbeiten der Amsterdamschen Dünenwasserleitung zu Leidnin. 15 Seiten in De Ingenieur Holl.) 1920 Nr. 9.

Über den Einfluß der Baudichtigkeit auf die Stadtanlage. Ein Beitrag zur Einwirkung des baulichen Ausnutzungsgrades des Bodens auf die Ausdehnung der Siedlungen. Von Dipl.-Ing. Dommer, Stadtingenieur, Karlsruhe. Der Städt. Tiefbau 1920, Heft 3, 4, 5 u. 6.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung.

Neugestaltung des Hochschulwesens. Bericht über den allgemeinen deutschen Studententag in Würzburg und die Dresdner Hochschultagung vom 27. bis 30. November 1919. Wiedergabe des Stedebroekschen Vortrages in Stahl und Eisen 1920 Nr. 8.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Holzfaserbildung in einem gebrochenem Schraubenbolzen.

Vor etwa Jahresfrist brach in der Druckluftzentrale der Gutehoffnungshütte in Sterkrade der obere Schraubenbolzen a (Abb. 1), des Pleuelstangenlagers an der Kurbelseite. Durch den Bruch und die dadurch erfolgte Sperrung des Kurbelumlaufes wurden der Zylindervorderteil des Kompressors, der Rahmen mit dem aufgegossenen Lagerblock, das Schwungradlager und die Pleuelstange derartig zertrümmert bzw. verbogen, daß eine vollständige Neubestellung dieser Teile nötig wurde. Noch heute ist die Maschine außer Betrieb.

Die Untersuchung des gebrochenen Bolzens zeigte die eigenartige und ausgesprochene Form der Holzfaserbildung. Fast auf die ganze Länge war der Bolzen hohl, in der Höhlung befand sich fast lose ein dünner Eisenstift (Abb. 2 bis 4). Dabei zeigten beide Schraubenhälften dichtes, feinkörniges Gefüge mit gleichmäßig verteiltem Kohlenstoff. Der Querbruch, Abb. 4, war rein und gesund. Er befand sich aber in der Kehle eines Absatzes und an einer Stelle, die u. U. auch noch etwas Biegung aufzunehmen hatte.

Abb. 5, zeigt in 120-facher Vergrößerung das Gefüge des Gewindeendes des Bolzens; es ist fast schlackenrein. In Abb. 6 dagegen, die das Gefüge des anderen Bolzenendes darstellt, sind größere und häufigere nichtmetallische Einschüsse zu sehen, die besonders in der Nähe des Hohlraumes auftreten. Das Material des dünnen Drahtstiftes in der Mitte war das gleiche wie das des Gewindeendes, nur etwas grobkörniger.

Wie ist eine solche Faserbildung im Innern eines gewalzten Rundstabes zu erklären? Wohl fraglos nur dadurch, daß beim Walzen des innen noch flüssigen oder teigigen Blockes das Material vom Blockende in den Bunkerhohlraum gepreßt wurde. Dabei konnte es

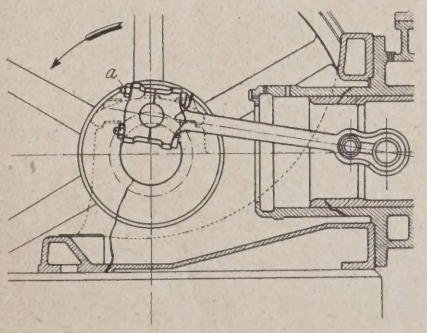


Abb. 1.

infolge einer dünnen Oxydschicht, die sich bereits gebildet hatte, nicht mehr mit dem Blockmaterial verschweißen. Beim Weiterwalzen zog sich der Hohlraum mit dem eingewalzten Keil immer mehr in die Länge, bis zuletzt nur noch eine dünne Röhre mit eingelegtem Drahtstift übrig blieb. In Abb. 7 ist versucht, diesen Vorgang in seinen verschiedenen Entwicklungsstufen schematisch darzustellen.

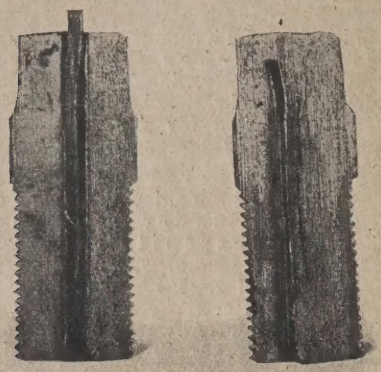


Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

Abb. 5.

Abb. 6.

Die chemische Untersuchung des Eisens zeigte nach Mitteilungen des metallographischen Laboratoriums von A. Borsig, Berlin-Tegel, folgendes Ergebnis:

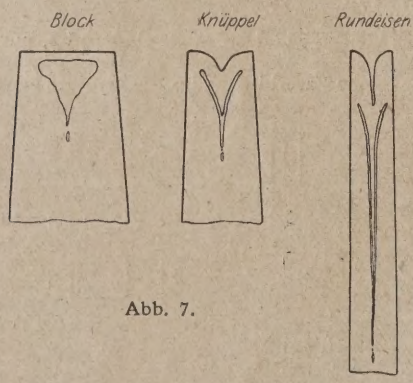


Abb. 7.

	C	Si	Mn	P	S
Gewindeteil des Bolzens Abb. 2.	0,25%	0,20%	0,97%	0,062%	0,032%
festes Bolzenende Abb. 3.	0,23%	0,23%	0,98%	0,069%	0,049%

Die Zahlen bedeuten ein durchaus gutes und einwandfreies Material. Der hohe Mangangehalt weist auch auf noch erstklassige Friedensware hin.

Die Ursache des Bruches ließ sich mit Sicherheit nicht feststellen. Erfahrungsgemäß brechen alle Bolzen von offenen Pleuelstangenköpfen nach kürzerer oder längerer Zeit. Dabei war der gebrochene Bolzen — es handelt sich um einen Kompressor von 30 cbm je Minute Ansaugeleistung — verhältnismäßig sehr stark bemessen, er hatte an den eingedrehten Stellen 45 mm Durchmesser. Rechnerisch kann eine Zugbeanspruchung von etwa 375 kg/qcm im regelmäßigen Betriebe nachgewiesen werden. Dazu kommen aber noch Massenwirkungen und insbesondere Schlagwirkungen bei zu großen Spielräumen in den Lagerungen, bei einseitigem Anspannen der Lagerdeckel usw., Einflüsse, die leicht Spannungen von einem Mehrfachen des obigen Betrages hervorrufen können. Den Vorzug verdienen fraglos geschlossene Pleuelstangenköpfe bezw. solche mit Keilverschlüssen.

Dr. Bohny.

Bau einer 2 engl. Meilen langen Seemauer bei Galveston (Vereinigte Staaten).

Wegen der in der Gegend des Golfes von Mexiko häufig auftretenden Orkane und der damit verbundenen außergewöhnlichen Hochfluten ist es erforderlich gewesen, die Stadt Galveston gegen die See durch eine Mauer zu schützen. In den Jahren 1903/4 ist deshalb eine Ufermauer von sehr kräftigen Abmessungen hergestellt worden, die mit einer nachträglichen Verlängerung insgesamt 5 engl. Meilen Länge aufweist. Gegenwärtig befindet sich eine Verlängerung um weitere 2 engl. Meilen (3,2 km) in der Ausführung. Der in „Engineering News Record" vom 25. Sept. 1919 geschilderte Bauvorgang verdient wegen seiner Großzügigkeit besondere Beachtung.

Die Mauer weist bei dem neuen Teil denselben Querschnitt auf, wie die bestehende. Ein 4,9 m hoher und in der Sohle ebenso breiter

Mauerkörper, vorn lotrecht begrenzt, hinten nach oben zu in gekrümmter Form auf 1,50 m Breite verjüngt, ruht auf hölzernen Rammpfählen. Diese sind 30 cm über N. W. abgeschnitten und binden in eine Betonfußplatte von knapp 1 m Stärke ein; deren Oberfläche weist eine Verzahnung dergestalt auf, daß in der Längsrichtung eine 1,20 m breite und etwa 20 cm tiefe Nut verläuft. Der aufgesetzte Mauerkörper ist in unvollkommener Weise dadurch etwas bewehrt worden, daß man in der Nähe der gekrümmten Hinterfläche Eisenstäbe von 38 mm Durchmesser und 3 m Länge, allerdings ohne der Krümmung zu folgen, in gegenseitigen Abständen von 60 cm eingelegt hat. Als Mischungsverhältnis ist 1 : 3 : 6 gewählt worden.

In Anbetracht der Größe der Bauausführung ist das Arbeitsverfahren sehr genau durchdacht und sind sehr weitgehende Hilfseinrichtungen geschaffen worden. Im Rücken der Baugrube ist auf die ganze Länge eine zweigleisige, anscheinend vollspurige Gleisanlage hergestellt worden. Auf dieser vollzog sich sowohl die Rammung der Pfähle, wobei Spülung durch Druckwässer zu Hilfe genommen wurde, als auch die Anfuhr der Baustoffe, wie auch die Arbeit der Mischmaschinen und Hebekrane usw., die damit eine unübertreffliche Verschieblichkeit erlangten. Die Schalung für die Mauer wurde in 9 m langen Abschnitten hergestellt und die Betonierung wurde dann dermaßen vorgenommen, daß nach einem 9 m langen Abschnitt 1 ein ebenso langer Abschnitt 3, alsdann 5 usw. hergestellt wurde, während die Zwischenabschnitte, ebenfalls von gleicher Länge, später eingebaut worden sind.

Abb. 1.

Besondere Sorgfalt ist auf die Herstellung der Schalung verwendet worden. Sie ist auf der Wasserseite aus hölzernen Bohlen, auf der Landseite aus eisernen Platten gebildet. Die hölzernen Bohlen stützen sich gegen lotrechte Profileisen, während die Blechverkleidung gegen längslaufende eiserne Pfetten gestützt ist, die durch gekrümmte Profileisen, die eine Lehre bilden, gestützt werden. Diese Lehren sind an einem hallenartigen, auf vier Rädern fahrenden Laufkrangerüst steif befestigt. Das Gerüst in Form eines Portalkrans läuft mit dem einen Fuße vor, mit dem anderen hinter der Mauer auf den 60 cm ausladenden Vorsprüngen der Gründungsplatten. Durch besondere Vorkehrungen können die Haltestangen für die Lehrbögen verkürzt werden, wie das bei der Beseitigung der Lehren und ihrer Weiterbeförderung zum nächsten Bauabschnitte notwendig ist. Die äußeren und die inneren Schalungen sind durch eiserne Zuganker, die durch die Mauer hindurchgreifen, verbunden. Hinter der Mauer befindet sich auf 9 m Länge eine etwa 1,80 m hohe Steinpackung. Die an die Mauer anschließende sanft geneigte Böschung ist in dem bestehenden Teile der Mauer mit hochkant in Zementmörtel versetzten Ziegeln gepflastert. Dieses, nur auf Sand liegend, ist bei besonderen Hochfluten stellenweise zerstört worden. Über die Oberflächenbefestigung des Geländes hinter der neuen Mauer ist noch keine Entscheidung getroffen. Die tägliche Betonerzeugung und -verarbeitung beträgt 290 cbm, die Zahl der beschäftigten Arbeiter etwa 120 Mann.

Dr. Kunze.

Wasserturm gegen Feuersgefahr für das Verwaltungsgebäude des „Consejo Nacionai de Educasion“ in Buenos-Aires.

Zu den in letzter Zeit in Buenos-Aires ausgeführten Eisenbetonbauten sei in kurzen Umrissen die Konstruktion des Wasserturmes für das Hauptgebäude des „Consejo Nacional de Educacion“ erwähnt.

Mit Rücksicht auf die vorhandene größte Gebäudehöhe von 27,0 m, wurde die Druckhöhe des Behälters auf 32,0 m festgesetzt. Der Behälter selbst besitzt ein Fassungsvermögen von 40 000 l, der mit Hilfe einer Zentrifugalpumpe und gekuppeltem Elektromotor automatisch gefüllt werden kann. — Der Konstruktion wurde der großen Höhe und des auftretenden Winddrucks wegen die Sechseckform zugrunde gelegt. Die Entfernung der Säulenachsen beträgt in der Diagonale gemessen 5,75 m in Fundamenthöhe und 4,00 m unterhalb des Behälterbodens. Die Fundierung liegt 2,00 m unter Gelände, und wird durch Einzelfundamente gebildet, die ihrerseits gegen die auftretenden Schübe am Umfange und diagonal verankert sind. Die größte Bodenpressung beträgt $\sigma = 3{,}00\,kg/cm^2$ unter Berücksichtigung des Winddrucks. Das Turmgerüst wird durch sechs Säulen gebildet, deren Querschnitt in Höhe der Fundamente 1540 cm^2, am Behälterboden 580 cm^2 beträgt. Die Säulen haben fünfeckigen Querschnitt und verjüngen sich bis zum Behälter konisch. Die Armierung besteht aus den üblichen Längseisen und 4-mm-Spiralen; die größte Spannung der Säulen beträgt unter der Berücksichtigung der Zusatzmomente aus Winddruck $\sim$ 30 kg/cm^2. Gegen Knicken sind in Abständen von 4—5 m Querversteifungen eingebaut. Die Unterbringung der Maschinenanlage erfolgte durch Ausmauerung des unteren Turmgerüstes und durch die Anordnung einer Eisenbetonzwischendecke auf Ordinate + 3,00. Um bis zum Behälter, Ordinate + 34,50 m zu gelangen, wurde vom Dach des Maschinenraumes bis Oberkante Behälter eine konsolartige Wendeltreppe aufgeführt, deren Auflager in der 5 cm starken Eisenbetonummantelung des 6" Abfallrohres liegt. Die Stufen selbst sind infolge der geringen Treppenbreite vorher schablonenmäßig hergestellt und an Ort und Stelle versetzt worden. Infolge der Anordnung der Wendeltreppe in der Turmmitte konnten in den einzelnen Stockwerken keine Diagonalversteifungen angebracht werden; es ist in jedem Stockwerk die erste und die dritte Säule durch Querversteifung miteinander verbunden, die dazwischen liegenden Säulenversteifungen sind radial ausgebildet und konsolartig in den für den Durchgang der Wendeltreppe erforderlichen Betonring gestützt. Aus praktischen Gründen wurden diese Versteifungen abwechselnd versetzt angeordnet, um ein gleichmäßiges Arbeiten der Turmkonstruktion zu erreichen.

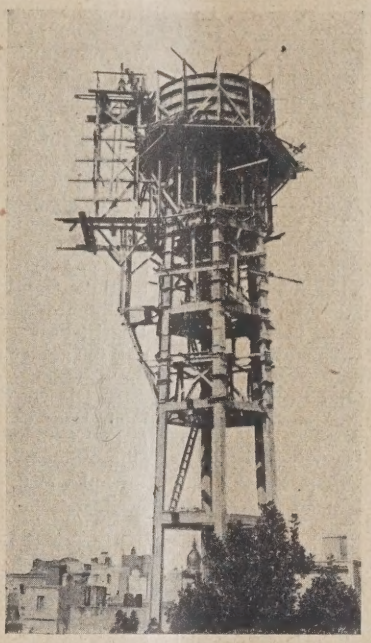


Abb. 2.

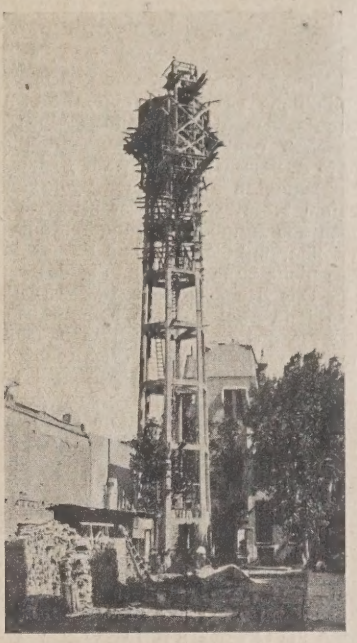


Abb. 3.

Der Behälter hat einen Außendurchmesser von 5,25 m, infolge der Durchführung der Wendeltreppe zum Dach bildet ein Hohlzylinder von 1,20 m Durchmesser die innere Begrenzung. Die Armierung besteht aus den üblichen Vertikal- und Ringeisen.

Die Ausführung des Turmes erfolgte ohne Außengerüst, die beigefügten Abbildungen zeigen einen Teil des Bauvorganges. — Die Gesamtkosten des Bauwerkes, einschließlich der Maschinenanlage und der Wasserentnahmestellen, betragen 40 000 Pesos moneda nacional. — Der Ausschreibung gemäß wurde das Bauwerk von der Spezialfirma für Eisenbeton M. Kinbaum, Buenos-Aires, ausgeführt.

Buenos-Aires, Februar 1920. R. Wegener, Ingenieur.

Englische Eisenbahnpläne in Persien.

Nach der Neuen Züricher Zeitung hat ein englisches Syndikat von der persischen Regierung die Konzession zur Erbauung einer Eisenbahn von Mesopotamien nach Teheran und nach dem Kaspischen Meere erhalten. Vom Endpunkte der Bagdadbahn Khanekin oder Kuretu aus über Khasr-i-Schirin an die persische Grenze über Kerman-

schah, Hamadan und Kaswin führt die geplante Linie nach Teheran. Die Abzweigung nach dem Kaspischen Meere soll bei Kaswin erfolgen und bei Enseli endigen.

Erleichtert wird der Bau durch das Vorhandensein größerer im Kriege geschaffener Straßen, erschwert durch die Überschreitung einiger hoher Bergrücken (bei Paitak, Asadabad und Aveli).

Die Vorarbeiten sollen sofort eingeleitet werden. Wer dann die Ausführung vornehmen wird, ist noch nicht gesichert. Günstig für den Betrieb wird der Reichtum Persiens an Naphthalagern sein, die Einnahmen werden wegen der dünnen Besiedelung zunächst nicht allzu hoch sein. Eine Hebung ist vielleicht von der Verfrachtung flüssiger Brennstoffe an die See zu erwarten. Außer der von den Russen erbauten Strecke Dschulfa—Täbris besitzt Persien zurzeit keine nennenswerte Eisenbahn. Kze.

Ein neuer ungebrannter Baustein.

Auf der Stockholmer Ausstellung der Gemeinnützigen Gesellschaft ist ein Stein vorgeführt worden — Kronstein benannt —, der aus einem Gemenge von rohem Kalkstein und gestampften Papierabfällen besteht, die mit einem „Bindemittel" zu einer steinartigen Masse gepreßt werden. Der Stein erfordert, da er nicht gebrannt zu werden braucht, keinen Wärmeaufwand, er ist nagelbar und sägbar und läßt sich hobeln. Die Wärmehaltung ist günstig. Daß es sich trotz des nicht näher bezeichneten Bindemittels um einen beachtenswerten Stoff handelt, geht daraus hervor, daß er in Stockholm bei der Erweiterung der Arbeiterviertel und auch für die Gebäude der Gotenburger Jubiläumsausstellung verwendet wird. Demnach scheint auch die Wirtschaftlichkeit des Baustoffes gesichert zu sein. (Nach „Baumat-Markt".) Kze.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Die Rechte des Inhabers des älteren Patents gegenüber dem Inhaber des jüngeren.

(Reichsger. I. 27/19. Nr. 6405.)

(Nachdruck verboten.) Kläger besitzt für Deutschland die ausschließliche Lizenz an einem Patent. Beklagter ist Inhaber eines Patents, das die Herstellung eines ähnlichen Gegenstandes betrifft. Zwischen beiden Parteien fanden wiederholt Verhandlungen statt, die in der Hauptsache darauf gerichtet waren, Kläger solle das Patent des Beklagten übernehmen. Diese Verhandlungen führten jedoch zu keinem Resultat. Später strengte der Inhaber des älteren Patents gegen den Inhaber des jüngeren eine Klage mit dem Antrage an, festzustellen, daß die nach dem Patent des Beklagten hergestellten Erzeugnisse nicht ohne Einwilligung des Klägers verwendet werden dürften.

Das Reichsgericht hat zugunsten des Klägers erkannt. Es ist kein Zweifel daran, so heißt es in den Gründen, daß die nach dem jüngeren Patent hergestellten Erzeugnisse einen Eingriff in das ältere darstellen. Es muß auch das rechtliche Interesse an alsbaldiger Feststellung gegenüber dem Inhaber des jüngeren Patents anerkannt werden. Allerdings genügt hierzu nicht die Feststellung der Abhängigkeit des neuen Patents von dem alten. Der Schwerpunkt liegt vielmehr darin, daß das rechtliche Interesse an schleuniger Feststellung anerkannt wird. Denn wie ein Schuldner nicht zu jeder beliebigen Zeit und ohne Grund auf Feststellung der Rechte des Gläubigers, wie auch jemand nicht ohne Grund von einem Eigentümer auf Feststellung seines Eigentums in Anspruch genommen werden kann, sondern dies nur zulässig ist, wenn durch das Verhalten des in Anspruch genommenen Beklagten das Gläubiger- oder Eigentümerrecht gefährdet oder wenigstens die begründete Besorgnis einer Gefährdung gerechtfertigt ist, so kann auch der Inhaber des jüngeren Patents auf Feststellung der Abhängigkeit nur in Anspruch genommen werden, wenn er die Rechtslage des Inhabers des älteren Patents durch sein Verhalten gefährdet oder erkennbaren Anlaß zur Besorgnis einer solchen Gefährdung gibt.

Da im vorliegenden Falle die Beweisaufnahme ergeben hat, daß für den Kläger eine solche Besorgnis durchaus bestand, so rechtfertigte sich auch sein Klageanspruch. rd.

Was unter einem „Bau" zu verstehen ist.

(Sächs. Oberverwaltungsger. 66. I/17. Nr. 6406.)

(Nachdruck verboten.) Das Sächsische Oberverwaltungsgericht hatte sich vor einiger Zeit mit der Frage zu befassen, ob ein Holzgerüst ein der baupolizeilichen Erlaubnis bedürfender Bau ist.

Das fragliche Gerüst besteht aus acht paarweise in 3 m Abstand gegenüberstehenden, 4,60 m hohen, starken, viereckigen Balken, die am Fuß- und Kopfende durch je einen Längsbalken und in der Mitte durch Querbalken verbunden sind. Die letzteren und die oberen beiden Längsbalken haben schräge Steifen, die sie mit den geradestehenden Balken verbinden. Das Gerüst ist, wie es in dem Gutachten des bautechnischen Sachverständigen heißt, wie ein hölzerner Fachwerkbau kunstgerecht abgebunden und zusammengefügt. Es ruht — ohne besondere Befestigung — auf acht aus Ziegelsteinen gemauerten Sockeln von je 38 cm im Quadrat; seine Standfestigkeit ist in dem eigenen Schwergewicht und der angegebenen Verbindung der Balken untereinander begründet.

Die in Betracht kommende Bauordnung bestimmt, daß diese Ordnung auf alle Bauwerke Anwendung zu finden habe, mögen sie nun zum Bewohnen oder zu einem anderen Zwecke bestimmt sein. Hiernach wird man jede Anlage als Bau anzusehen haben, die ohne Rücksicht auf ihren Zweck nach den Regeln der Baukunst aufgeführt ist und ein Werk darstellt, welches nach dem Sprachgebrauch und der Verkehrsanschauung als ein Bau bezeichnet zu werden pflegt.

Daß dies ein „Gebäude" sein müsse, ist nicht zutreffend. Gebäude gehören zwar zu den wichtigsten Bauwerken, aber sie bilden doch nur eine besondere Erscheinungsform dieses weitgehenden Begriffes. — In einem früheren Urteile des erkennenden Gerichts ist als das dem Bauwerk wesentliche Merkmal, abgesehen von der Dauerhaftigkeit und Festigkeit der verwendeten Baustoffe, die feste und unmittelbare Verbindung mit dem Erdboden bezeichnet. An dieser Begriffsbestimmung ist festzuhalten, nur muß sie dahin ergänzt werden, daß die geforderte Verbindung mit dem Erdboden keine durch Verwendung besonderer Verbindungsstoffe herbeigeführte zu sein braucht.

Diesen Erfordernissen entspricht das fragliche Gerüst vollkommen. Denn es ist eine mit dem Erdboden in Flächenberührung stehende, feste bauliche Anlage, die nach den Regeln der Baukunst zu einem einheitlichen Ganzen derart zusammengesetzt ist, daß sie hierdurch sowohl wie durch ihr Eigengewicht eine ausreichende Standfestigkeit besitzt, um auch ohne Verankerungen mit den gemauerten Pfeilern den Außenkräften Widerstand leisten zu können. Daß es an sich möglich wäre, das Gerüst im ganzen zu versetzen, ist für die rechtliche Beurteilung belanglos, denn es ist doch zu bedenken, daß es der neuzeitlichen Technik ja sogar gelungen ist, selbst mehrgeschossige Gebäude ohne Beeinträchtigung ihres Verbandes von ihrem Platze an eine andere Stelle zu versetzen. rd.

Unterliegen die von einem Unternehmer auf fremdem Grund und Boden ausgeführten Beton- und Eisenbetonarbeiten der Warenumsatzsteuerpflicht.

Die Frage ist trotz des in Heft 2 wiedergegebenen Reichsgerichtsurteils vom 12. 11. 1918 zu bejahen. Denn das Urteil bezieht sich auf einen Fall, der sich auf das Warenumsatzsteuergesetz von 1916 gründet, es ist also durch die inzwischen eingetretene Entwicklung des Gesetzes überholt. Schon das Umsatzsteuergesetz vom 26. 7. 1918 umfaßt auch die Werkverträge und erst recht das neue Umsatzsteuergesetz vom 24. 12. 1919, das in § 1 Ziffer 1 ausdrücklich Lieferungen und Leistungen als steuerpflichtig erklärt. Der durch die Bekanntgabe des Urteils hervorgerufenen Verwirrung ist inzwischen auch das Reichsfinanzministerium in einem Schreiben vom 20. 3. 20 (III. U. 1428, Ptz.) an den Deutschen Wirtschaftsbund für das Baugewerbe ausdrücklich entgegengetreten. Sch.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkungen (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. II. 1920.

Kl. 20i, Gr. 14. K 71 286. Joachim Kollmann, Rybnik, Oberschlesien. Blende an Eisenbahn-Hauptsignalen. 12. XII. 19.

Kl. 20i, Gr. 15. H 77 623. Willy Hanebutt, Westdorf bei Aschersleben. Weichenstellvorrichtung. 10. VII. 19.

Kl. 20i, Gr. 33. H 77 217. Theodor Haßler, Augsburg, Unterer Graben H. 320. Sicherheitsvorrichtung für Eisenbahnbetrieb. 26. V. 19.

Kl. 37f, Gr. 4. F 42 329. Eugen Fischer, Düsseldorf-Grafenberg, Giebelstr. 17. Zerlegbare Halle aus fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonwerkstücken. 19. IX. 17.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 16. Februar 1920.

Kl. 19a, Gr. 2. R 48 249. Max Rüping, Gut Sonnenberg bei Freienwalde, Oder. Verfahren zur Verdübelung von Eisenbahnschwellen. 25. VIII. 19.

Kl. 19d, Gr. 1. O 11 058. Wilhelm Osterloh, Hamburg, Lübecker Str. 41. Entwässerungstülle für Brücken und ähnliche Bauwerke aus einem trichterförmigen, mit mehreren Innenrippen als Anschläge für die Öffnung in dem Trommelblech unter dem letzteren zu befestigenden Rohrstück. 30. VI. 19.

Kl. 37d, Gr. 1. M 64 324. Herbert Mertens, Berlin-Steglitz, Kissinger Str. 10. Verfahren zur Herstellung von Treppen, deren Tritt- und Setzstufen aus einzelnen Zementdielen bestehen. 18. XI. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. 2. 1920.

Kl. 19b, Gr. 1. K 65 605. Eugen Kählbrey, Ludwigsburg, Württemberg. In dem Saugrohr fernrohrartig verschiebbare Staubsaugedüse mit Laufrollen für Straßenkehrmaschinen. 20. II. 18.

Kl. 20i, Gr. 33. St 31 186. Emil Stratmann, Limburg a. d. Lahn, Roßmarktstr. 24. Sicherungseinrichtung gegen das Überfahren von Haltesignalen auf Eisenbahnen. 21. VII. 19.

Kl. 37b, Gr. 2. S 50 266. Wilhelm Sayn, Wiesbaden, Friedrichstr. 57. Verfahren zur Herstellung von Glasplatten für Bauzwecke. 30. V. 19.

Kl. 37b, Gr. 3. G 46 927. Eilif Graff, Essen-Bredeney, Graf Spee-Str. 9. Betonsäule. 24. VII. 18.

Kl. 37b, Gr. 4. T 22 947. Wilhelm Lehmann, Heinrich Thomas, Robert Bahn, Magdeburg, Wilhelmstr. 19. Bewehrungsgitterträger. 17. VII. 19.

Kl. 37d, Gr. 18. E 20 285. Klaus Eiler, Sahrensdorf a. Fehmarn, Holstein. Tür aus zwei hintereinander liegenden Flügeln. 8. IV. 14.

Kl. 65a, Gr. 3. R 47 912. Martha Rieckhof, geb. Voß, Bremen, Osterholzer Str. 20. Verfahren zur Herstellung von Schwimmkörpern aus Eisenbeton. 7. VII. 19.

Kl. 80a, Gr. 7. P 37 619. Willy Pletsch, Neustadt a. d. Hardt. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Mörtel und Beton und Förderung nach hochgelegenen Verbrauchstellen. 31. III. 19.

Kl. 80b, Gr. 3. A 32 511. Allgemeine Vergasungs-Gesellschaft m. b. H., Berlin-Halensee. Verfahren zur Gewinnung einer für die Zementherstellung u. dergl. geeigneten Schlacke aus bituminösen Gesteinen. 3. XI. 19.

Kl. 80b, Gr. 16. G 47 208. Curt Gallaus, Danzig-Langfuhr, Hauptstr. 144. Verfahren zur Herstellung von Dachdeckungs- und Wandbekleidungsplatten aus Faserstoffen und hydraulischen Bindemitteln. 30. IX. 18.

Kl. 80b, Gr. 16. Sch 56 310. Adolf Schaller, Berndorf, Nieder-Österreich. Vertreter: Patentanwalt O. E. Zoepke, Berlin W 9. Als Ersatz für Korkstein verwendbarer Baustein. 26. IX. 19.

Kl. 80b, Gr. 20. B 89 715. Gustav de Bruyn, Cöln-Ehrenfeld. Verfahren zur Herstellung von Bausteinen aus Asche und gelöschtem Kalk. 13. VI. 19.

Kl. 85c, Gr. 6. G 47 353. Wilhelm Gutsche, Grätz, Polen. Vertreter: Frau Elise Steulmann, Breslau, Tiergartenstr. 83/85. Faulkammeranlage für Abwasserreinigung. 5. XI. 18.

Kl. 85c, Gr. 6. H 73 622. Heinrich Hoose, Herne in Westf. Vorrichtung für die Fettabscheidung in Abwasseranlagen (städtischen Kanalnetzen, Fabrikkanälen u. dergl.) 25. I. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. II. 1920.

Kl. 5d, Gr. 9. W 53 905. W. Weber & Co., Gesellschaft für Bergbau-Industrie und Bahnbau, Wiesbaden. Ein für Tief- oder Hochbagger durchfahrbar ausgebildeter Spültrichter für Spülversatzgut. 24. XI. 19.

Kl. 84a, Gr. 3. M 66 110. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Vorrichtung zum Verriegeln von Dammbalken. 5. VII. 19.

E. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 16. II. 1920.

Kl. 20i, Gr. 11. 320 296. Aktiebolaget L. M. Ericson & Co., Stockholm. Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. L. Werner, Berlin SW. 48. Stellschalter für elektrische Stellwerke. 18. VII. 18. A. 30 756. Schwedische Priorität vom 27. V. 18.

Kl. 20i, Gr. 11. 320 383. Vereinigte Glühlampen- und Elektrizitäts-Akt.-Ges., Ujpest, Ungarn. Vertreter: Patentanwälte A. du Bois-Reymond, M. Wagner und G. Lemke, Berlin SW. 11. Schaltung für von Hand gesteuerte elektrodynamische Eisenbahnsicherungsvorrichtungen. 28. VI. 18. Z 14 239.

Kl. 20i, Gr. 17. 320 382. Kurt Teicke, Rastenburg, Kaiserstr. 10. Vom Motorwagen aus bedienbare Weichenstellvorrichtung. Zusatz zu Patent 317 000. 1. VIII. 19. T 22 980.

Kl. 20i, Gr. 41. 320 384. Georg Kreckler, Wolfhager Str. 24 und Adam Schäfer, Landgrafenstr. 13, Cassel. Signalkontrollvorrichtung. 8. VII. 19. K 69 435.

Kl. 37f, Gr. 8. 300 002. (Kriegspatent). Fa. August Klönne, Dortmund. Drehvorrichtung für Luftschiffhallen ohne Fußboden; gelöscht am 18. X. 18.
3. V. 13. K 58 047.

Kl. 42b, Gr. 21. 320 262. August Weisz, Magdeburg, Bahnhofstr. 38. Bogenabsteckvorrichtung. 22. V. 19. W 52 650. Schweizerische Priorität vom 30. IX. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. II. 1920.

Kl. 8h, Gr. 4. 320 661. Johannes Hendrikus Philippus Ligterink, Utrecht, Holland. Vertreter: Patentanwalt Hans Heimann, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung eines Fußbodenbelags aus Pappe. 12. X. 18. L 47 282.

Kl. 19a, Gr. 10. Raoul Diaz Wagner, Paris. Vertreter: Patentanwalt E. Peitz, Berlin SW 68. Metallhülse zur Aufnahme der Schwellenschrauben. 6. X. 12. W 43 597. Französische Priorität vom 9. X. 11.

Kl. 20i, Gr. 38. 320 488. Bernard Hartley Peter, Westminster, England. Vertreter: Patentanwälte Dr. A. Levy und Dr. F. Heynemann, Berlin SW 11. Eisenbahn-Signalisiersystem. 11. XII. 14. P 33 619. Englische Priorität vom 28. IV. 14.

Kl. 20i, Gr. 38. 320 583. Bernard Hartley Peter, Westminster, England. Vertreter: Patentanwälte Dr. A. Levy und Dr. F. Heynemann, Berlin SW 11. Eisenbahn-Signalisierungssystem. 12. XII. 14. P 33 623. Englische Priorität vom 28. IV. 14.

Kl. 37b, Gr. 5. 320 589. Josef Ferdinand Rink, München, Lindwurmstr. 17. Vorrichtung zur Befestigung von Mauerbekleidungen an hölzernen Fachwerken. 9. I. 19. R 46 978.

Kl. 37d, Gr. 25. 320 627. Gustav Schmidt, Mainz-Kastel. Klappenverschluß für Fenster-, Tür- und dergl. Öffnungen. 18. IX. 14. Sch 47 807.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Eisenbetonschiffbau beim Wiederaufbau unserer Handelsflotte. Von Dr.-Ing. Wilhelm Teubert, Marine-Schiffbaumeister. Berlin 1920. Boll & Pickardt. Preis 6,50 M.

Die glänzend geschriebene, eindrucksvolle Broschüre tritt für Ergänzung der deutschen Handelsflotte durch Eisenbetonschiffe ein und wird schon allein aus diesem Gesichtspunkte für einen jeden deutschen Ingenieur wertvoll und bedeutsam sein. Für den Eisenbetonfachmann erhalten die Ausführungen aber deshalb noch einen besonderen Wert, weil hier der im Schiffbau bestens erfahrene Fachkollege zu ihm spricht und ohne Frage der Verbund-Schiffbau nur durch gemeinsame hingebende Arbeit des Eisenbeton- und des Schiffbau-Sachverständigen sich entwickeln kann.

Anschließend an die Frage, warum Deutschland den Eisenbetonschiffbau einführen muß, wird zunächst die bisherige Entwicklung dieses Gebietes, alsdann der Eisenbeton als Schiffbaustoff behandelt. Hier wird im besonderen auch die Eignung der verschiedenen Zemente für den vorliegenden Fall, der wertvolle Zusatz von Traß usw. besprochen. Hieran schließt sich die Bewertung der bisherigen Bauweisen, die sich vorwiegend — stets unter Ausnutzung einer formgebenden Schalung — durch die Art der Betoneinbringung: Stampfen, Gießen, Spritzen unterscheiden. Diesen bisher üblichen Erzeugungsmethoden wird dann weiter eine neue „Bauweise Wilhelmi" gegenübergestellt, bei der die Holzschalung entfällt und der Schiffskörper auf einer die Form bestimmenden Sandbettung, und zwar zunächst seine Außenhaut hergestellt wird; diese Außenhaut wird durch entsprechende, ihren Innenverlauf bestimmende Holzschablonen in Form von mit meist größeren Zwischenräumen voneinander abstehenden und sich kreuzenden Verbundbalken (den Längs- und Querspanten) ausgesteift, die somit die ganze Außenhaut in kassettenartig aneinandergefügte Einzelzellen zerlegen. Diese werden dann wieder, wenn auch nur vorübergehend, mit Sand gefüllt, der die Aufbringung der Eisenbeton-Innenhaut gestattet. Aus den somit gebildeten, einzelnen allseits abgeschlossenen Zellen wird dann der Sand durch in der Decke (also der Innenwand) je frei gelassene zwei Löcher durch Druckwasser herausgespült. Hierdurch entsteht eine Schiffswand, die einmal sehr steif ist, da sie aus lauter in sich nach jeder Hauptrichtung versteiften Zellen besteht und die zudem, da diese Zellen unter sich wasserdicht abgeschlossen sind, auch für den Fall einer Beschädigung der Schiffs-Außenhaut immer noch die Schwimmfähigkeit des Schiffkörpers sichert. Bemerkenswert ist, daß um auch senkrechte Schiffswände auf diese Weise herzustellen, die Schiffserzeugung in einem schwimmenden Baudock erfolgen soll, das nach Herstellung des Bodens durch jeweiliges Fluten einer Hälfte um 45° umgelegt werden soll, so daß alsdann die eigentliche senkrechte Schiffswand auf ihrer Sandunterlage in schräger Lage gut gestampft werden kann. Der Hauptvorteil dieser Herstellungsart besteht also in der Vermeidung der einmal kostspieligen, zum andern auch die Herstellungszeit des Schiffes ungünstig beeinflussenden Holzverschalung. Daß eine solche Bauart möglich, ist bereits durch Versuche erwiesen, auf die der Verfasser des weiteren eingeht, und an die er die Baubeschreibung eines geplanten Ostseefrachtdampfers von 1850 t Tragfähigkeit anschließt.

Den Schluß der Abhandlungen bildet die Frage des technischen und wirtschaftlichen Wettbewerbes zwischen Stahl und Eisenbeton

im Schiffbau. In wirtschaftlicher Hinsicht ergibt sich für die in Vergleich gezogenen Schiffe von 80 t (Schuten) und 1500 t (Frachtdampfer), daß bezgl. der Selbstkosten überall das Verbundschiff sich billiger stellt und eine Ersparnis von i. M. 25 vH ausgerechnet wird.

Aber auch in bezug auf die jährlichen Betriebsunkosten weist der Verfasser eine Ersparnis des Verbundschiffes Wilhelmischer Bauart von i. M. 7 vH nach. Ob die Fahrkosten sich, wie aus theoretischen Überlegungen zu folgern ist, ebenfalls geringer beim Verbundschiff gegenüber dem Stahlschiff stellen werden, mag dahingestellt bleiben. Aber auch falls dies nicht der Fall sein sollte oder Gleichheit hier eintritt, wird doch das Eisenbetonschiff deshalb auch in dieser Hinsicht als wirtschaftlicher bezeichnet, weil es eine höhere Zahl jährlicher Fahrtage wegen Fortfalls von Dockungstagen aufweisen wird.

Wie aus dem Voranstehenden zu erkennen, behandelt die Teubertsche Broschüre eine hochwichtige Frage, der sie nach allen Seiten gerecht wird, dabei von den neuesten Vorschlägen für die Erbauung der Verbundschiffe ausgehend. Wenn auch die Abhandlung in dem Sinne, daß das anerkannt Gute auch Allgemeingut werden soll, für eine besonders geschützte Bauweise warm eintritt, so hält sie sich doch von jeder Einseitigkeit fern. Deshalb wird ein jeder Bauingenieur, der sich über den Stand des Verbundschiffbaues unterrichten will, aus den Teubertschen Darlegungen viel des Wissenswerten entnehmen und wertvolle Anregungen aus ihnen ziehen. Das Buch sei deshalb allseitigst wärmstens empfohlen.

M. F.

Die Deutsch-technische Auslandszeitschrift.

Die neu erschienene Zeitschrift ist eine Tat deutscher Ingenieure, die geeignet ist, deutsches Können und deutschen Wagemut wieder auf den Weltmarkt zu führen. Herausgegeben durch die drei großen Verbände: den Verein Deutscher Ingenieure, den Verein Deutscher Eisenhüttenleute, den Verband Deutscher Elektrotechniker will sie die Aufmerksamkeit des Auslandes auf die deutschen technischen Leistungen lenken und für deutsche Arbeit und deren richtige Einschätzung im Wettkampfe des Tages eintreten. Sie erscheint in drei Sprachen, deutsch, spanisch und englisch, und vereinigt mit innerem, wissenschaftlichen Werte und richtiger wirtschaftlicher Bewertung deutscher Arbeit eine glänzende Ausstattung. Möge die neue Monatszeitschrift von Erfolg begleitet sein und ihr die Erfüllung der schweren Aufgabe in vollem Maße gelingen, die sie sich gestellt hat.

Die englische Ausgabe erscheint unter dem Namen Engineering Progress, die spanische als El Progreso de la Ingenieria, die deutsche unter dem Titel: Industrie und Technik. Jegliche Auskunft erteilt der Auslandsverlag G. m. b. H., Abt. Technische Blätter, Berlin SW., Krausenstraße 38—39. Die Briefanschrift der Schriftleitung ist: Auslandszeitschrift Berlin NW 7, Sommerstraße 4a. M. F.

Die technische Verwendung des Kalkes. Von Dr. phil. Hans Bernhard Kosmann, Königl. Bergmeister und Bergassessor a. D. Preis gebunden: 10.— M. zugügl. 20 vH. Sortimenterzuschlag. Nach dem Auslande, mit Ausnahme des ehemaligen Österreich-Ungarn, erfolgt die Berechnung in der Währung des Bestimmungslandes nach Friedenskurs. Verlag der „Tonindustrie-Zeitung" G. m. b. H., Berlin NW. 21, Dreysestraße 4.

Wenn nur ¼ der gesamten Welterzeugung als Baukalk, ¾ dagegen für technische Zwecke aller Art verwendet wird, wünscht man gern Einzelheiten über diese Verwendung zu erfahren. Kosmann hat allen Wegen des Kalkes von der Lagerstätte bis zur Verwendungsstätte nachgespürt und macht uns im vorliegenden Buche damit vertraut. Der Geologe, Chemiker und praktische Fachmann kommen in den Abschnitten zu Worte. Sie behandeln den Kalk, seine Abarten und Verwandten, Kreide, Dolomit, Magnesit und Gips sowohl im rohen Zustande als auch gebrannt und gelöscht und schildern dann eingehend die Verwendung von Roh- und Ätzkalk, Roh- und Ätzdolomit, Magnesit und Gips. Es gibt kaum einen Gewerbezweig, der ohne Kalk auskommen könnte. Neben der Bau- und keramischen Industrie verwenden Kalk die Hüttenindustrie, chemische Industrie, ebenso die landwirtschaftliche und Nahrungsmittelindustrie. Jedes einzelne Verwendungsgebiet wird nachgewiesen. Wertvoll sind die Literaturangaben.

Über zeichnerische Auswertung wirtschafts-statistischen Nachrichtenstoffes von Dr.-Ing. Georg Müller, Verlag Hans Robert Engelmann, Berlin W. 15.

Verfasser weist auf Grund seiner umfangreichen Erfahrungen als Referent der Außenhandelsstelle des Auswärtigen Amtes die große Bedeutung von bildlichen Darstellungen aller Art als bestes Anschauungsmittel für alle möglichen Nachrichtenstoffe nach. Er stellt den Grundsatz auf, daß die gewählte Methode der Eigenart des Gegenstandes und dem Ausdrucksmittel angepaßt sein und das Wesentliche klar zum Ausdruck bringen muß. Die Form der Darstellung muß stets eine solche sein, daß der Deutungszweck, das heißt die Beziehungen, die man untersuchen und klar machen will, ohne weiteres offen in die Erscheinung treten.

Verfasser gibt einen Überblick darüber, nach welchen Gesichtspunkten die Erzeugnisse der zeichnerischen Auswertung eingeteilt werden können und welche Gegenstände sich für die zeichnerische Darstellung eignen, und daran schließt er eine Beschreibung der verschiedenen Arten der Darstellung an. Das Wesentliche der einzelnen Darstellungsarten wird an der Hand einer sehr großen Zahl gut gewählter Beispiele, die zum großen Teil der Sammelmappe „Die wirtschaftliche Lage" der Außenhandelsstelle des Auswärtigen Amtes entnommen sind, gezeigt.

Allen denen, die gelegentlich mit der Auswertung statistischen Materials oder mit der bildlichen Darstellung wirtschaftlicher Verhältnisse zu tun haben, wird das flüssig und klar geschriebene Büchlein manchen wertvollen Fingerzeig und manchen praktischen Wink geben können. Ihnen allen sei es daher empfohlen.

Deutsche Forschungsstätten technischer Arbeit, Handbuch der auf dem Gebiet der Technik und verwandten Wissenszweige arbeitenden Forschungs-, Versuchs- und Prüfungsanstalten und dergl. sowie der diese Anstalten unterstützenden Vereine, Körperschaften und Organisationen. Bearbeitet von Dipl.-Ing. Wallich, herausgegeben vom Verein Deutscher Ingenieure. Berlin 1919. Preis M. 4,50.

Die vorliegende Arbeit ist eine wertvolle Bereicherung der Nachschlagebücher.

In den letzten Jahren vor dem Kriege sind in Deutschland eine Reihe von Instituten entstanden, die entweder der wissenschaftlichen Forschung dienten oder als Prüfungs- und Versuchsanstalten für gemeinnützige Zwecke eingerichtet wurden.

Für die neu zu errichtenden Institute ist es von Vorteil, aus emd Nachschlagewerk Aufklärung über Entstehung, Erhaltung, über die Betriebskosten und den Wert der Institute Aufklärungen zu erhalten. Für den Techniker im Allgemeinen ist in dem Handbuch ein guter Wegweiser gegeben.

Den Schluß bildet eine wertvolle Ergänzung, ein nach Arbeitsgebieten geordnetes Stichwortverzeichnis. E. P.

Der Taylorismus als Hilfe unserer Wirtschaftsnot von Edgar Herbst, Vorsitzender der „Forschungsgesellschaft für wissenschaftliche Betriebsführung in Wien, zweite erweiterte Auflage, 1920.

Eine kurze übersichtliche Propagandaschrift für das Taylorsystem.

Tabellen für Eisenbetonkonstruktionen. Band II: Säulen und Stützen unter besonderer Berücksichtigung umschnürter Konstruktionen. Zusammengestellt im Rahmen der neuesten Eisenbetonbestimmungen. 1916. Von Dipl.-Ing. Georg Kaufmann. Dritte vollkommen neubearbeitete Auflage. Mit 105 Textabbildungen. Preis steif geb. M. 10,—.

Der zweite Band der in dritter Auflage erschienenen Tabellen umfaßt neben einer Zusammenstellung der Querschnitte und Trägheitsmomente quadratischer Stützen und Tabellen für Rundeisen 3 Gruppen: a) Tabellen für zentrisch belastete quadratische Stützen, b) Tabellen für exzentrisch belastete Stützen und c) Tabellen für umschnürte Stützen. Alle drei Gruppen beziehen sich auf die ministeriellen Vorschriften für Eisenbetonkonstruktionen vom Jahre 1916.

Gruppe a) und b) umfaßt nur quadratische Stützen, Gruppe c) nur kreisrunde Stützen. Für diese Fälle werden die Tabellen der statischen Berechnungen in den Bureaus für Hochbaukonstruktionen gut zu verwenden sein.

Bericht über die Tätigkeit des Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde-West während des Betriebsjahres 1918. (1. 4. 18 bis 31. 3. 19.) Sonderdruck aus den Mitteilungen 1919, Heft 5/6 im Verlage von Julius Springer, Berlin.

Für den Bauingenieur wird hiervon besonders der Bericht der Abteilung 2 (Baustoffe) beachtenswert sein, während die Berichte der übrigen 5 Abteilungen zu dem Bauingenieurwesen weniger Beziehung haben. Auf den Seiten 6—10 wird ein kurzer Überblick über die Tätigkeit der Anstalt auf dem Gebiete Baustoffe gegeben. Die Veröffentlichung des Untersuchungsverlaufes selbst und seiner Ergebnisse erfolgt gesondert in den Mitteilungen des Materialprüfungsamtes Die meiste Arbeit ist den Untersuchungen der Zemente zugewendet worden, doch handelt es sich hierbei meistens um Feststellungen in Einzelfällen, nicht um groß angelegte Versuchsreihen. Solche haben wegen des Mangels an Personal während des Jahres 1918, das ja noch Kriegsjahr war, unterbleiben müssen. Weiter wird über zahlreiche Straßen- und Holzbaustoff-Untersuchungen berichtet. Der vornehmlichste Wert des Heftchens liegt in der kurzen Beschreibung der untersuchten Fälle. Kunze.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang | 15. Mai 1920 | Heft 9

HAFENANLAGE AM KANALHAFEN LÜBBECKE IN WESTFALEN.

Von Dipl.-Ing. Arthur Müller, i. Firma Carl Hanebeck, Dortmund.

Der heutige Wagenmangel auf der Eisenbahn macht sich immer fühlbarer bemerkbar, und es ist deshalb erforderlich, jedes mögliche Verkehrsmittel zur Erleichterung des Verkehrs heranzuziehen. Infolgedessen ist man schon dazu geschritten, den Verkehr auf den Wasserwegen nach Möglichkeit zu heben und zu fördern, so daß heute der Schleppzugverkehr auf den Kanälen recht lebhaft ist. Um nun den Verkehr auf den Kanälen recht ausgiebig zu gestalten, muß für leistungsfähige

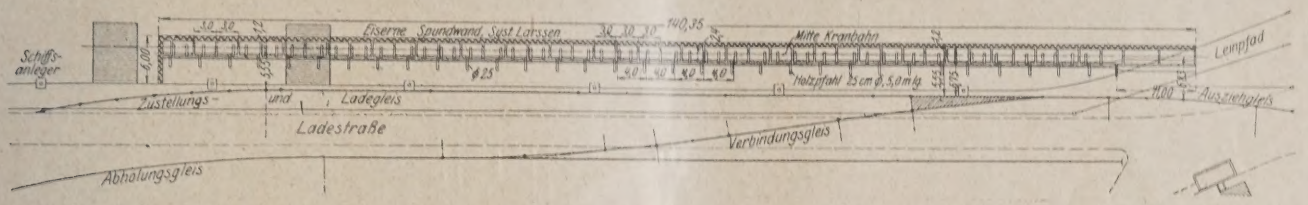


Abb. 1.

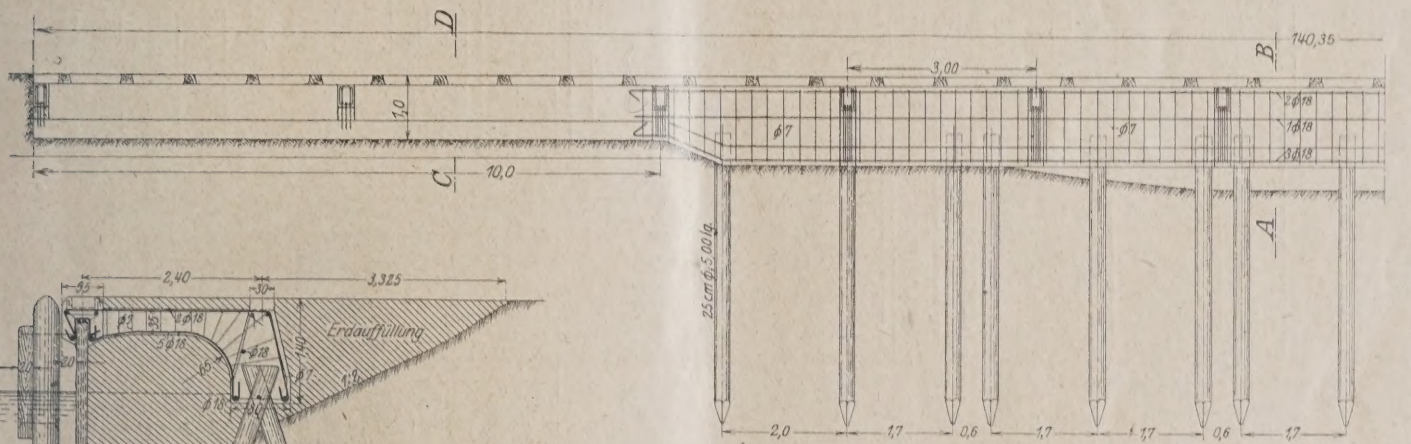


Abb. 3.

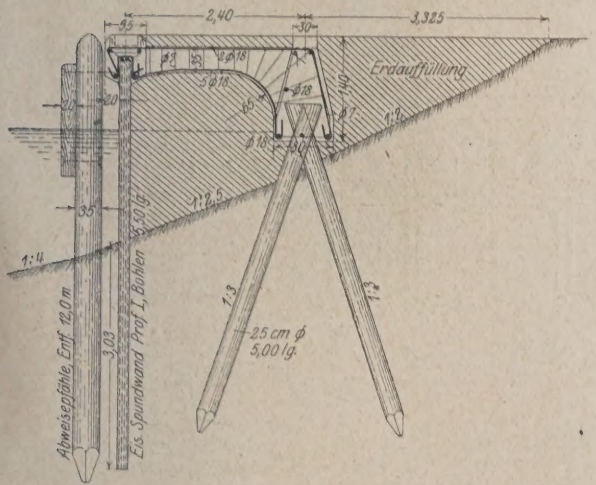


Abb. 2 Querschnitt durch die Konstruktion.

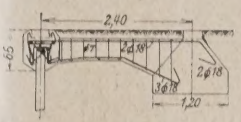


Abb. 4.

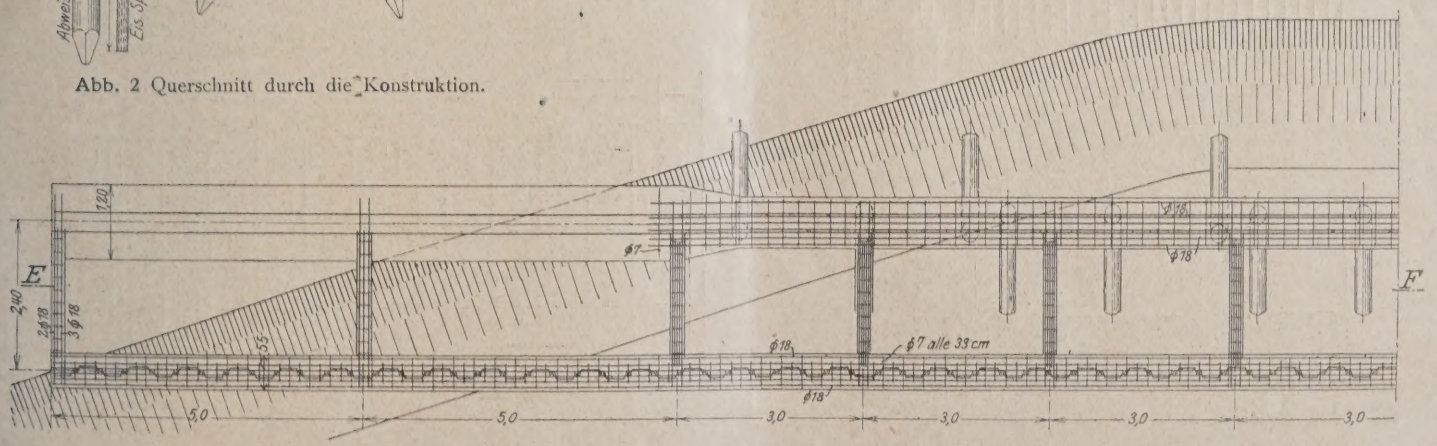


Abb. 5.

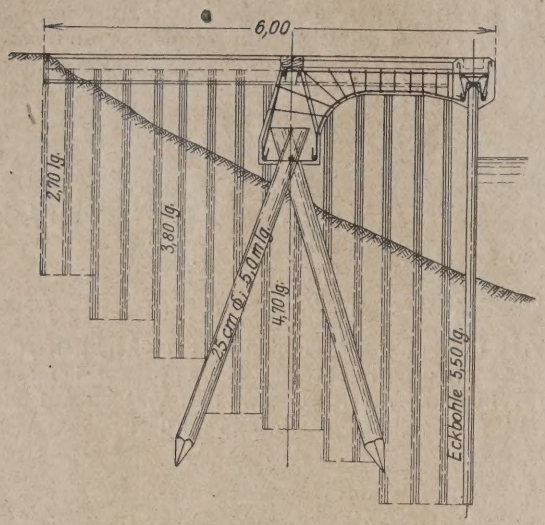


Abb. 6 a.

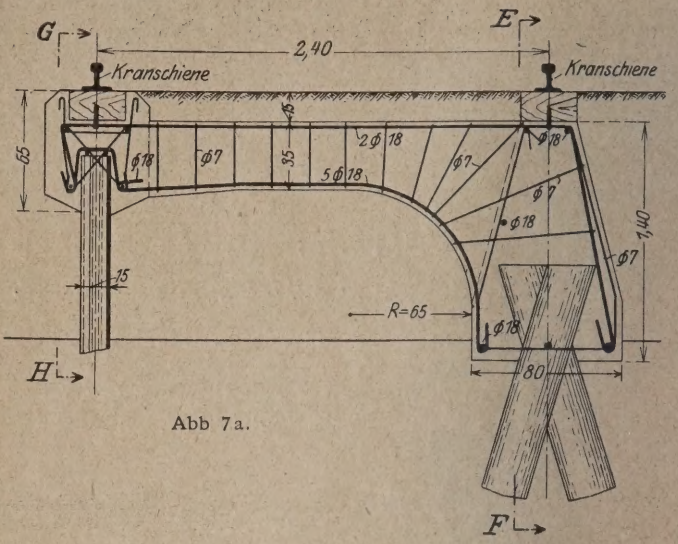


Abb. 7 a.

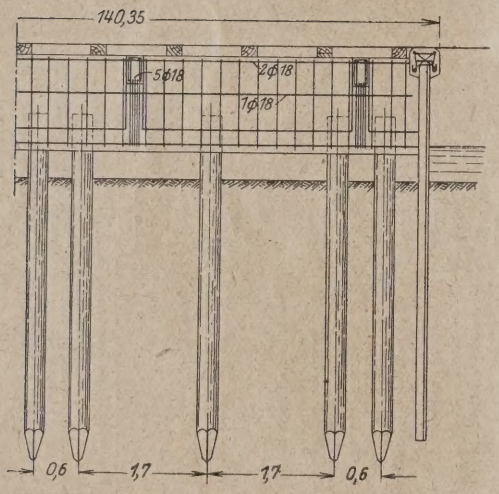


Abb. 6 b.

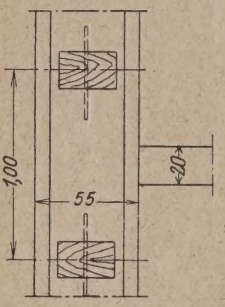


Abb. 7 b.

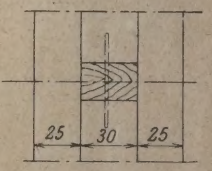


Abb. 7 c.

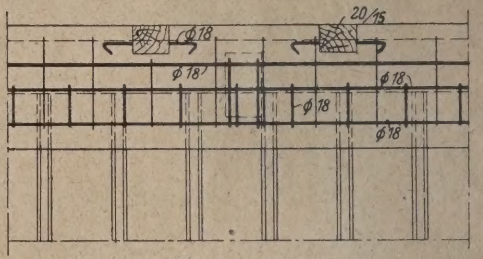


Abb. 7 d.

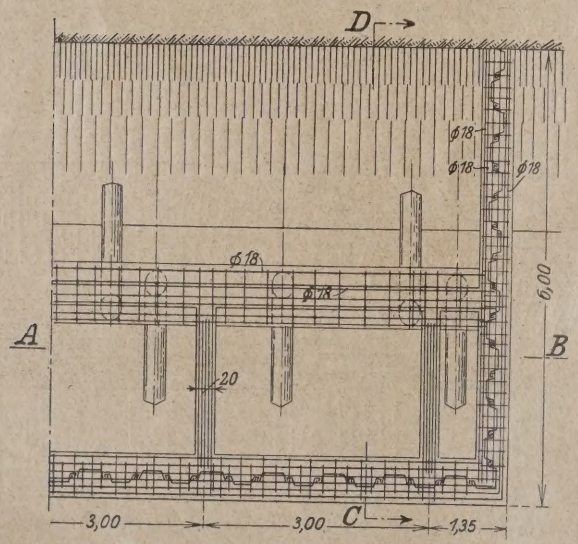


Abb. 6 c.

Abb. 6a bis 6c. Westlicher Abschluß der Wand.

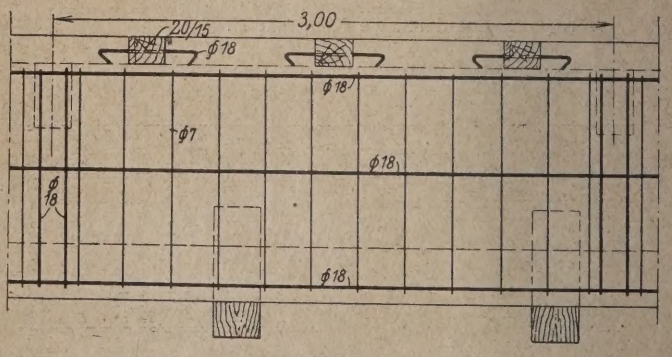


Abb. 7 e.

Abb. 7a — 7e. Eisenbewehrung der Konstruktion.

Lade- und Entladeplätze der einzelnen von den Kanälen berührten Städte gesorgt werden. So hat auch jetzt die am Weser-Ems-Kanal gelegene Kreisstadt Lübbecke i. W. einem

Der Lageplan der gesamten Anlage ist in Abb. 1 wiedergegeben. Die Wand selbst ist 140,35 m lang und durch eine Stirnwand von 6 m Länge abgeschlossen; man sieht auf der

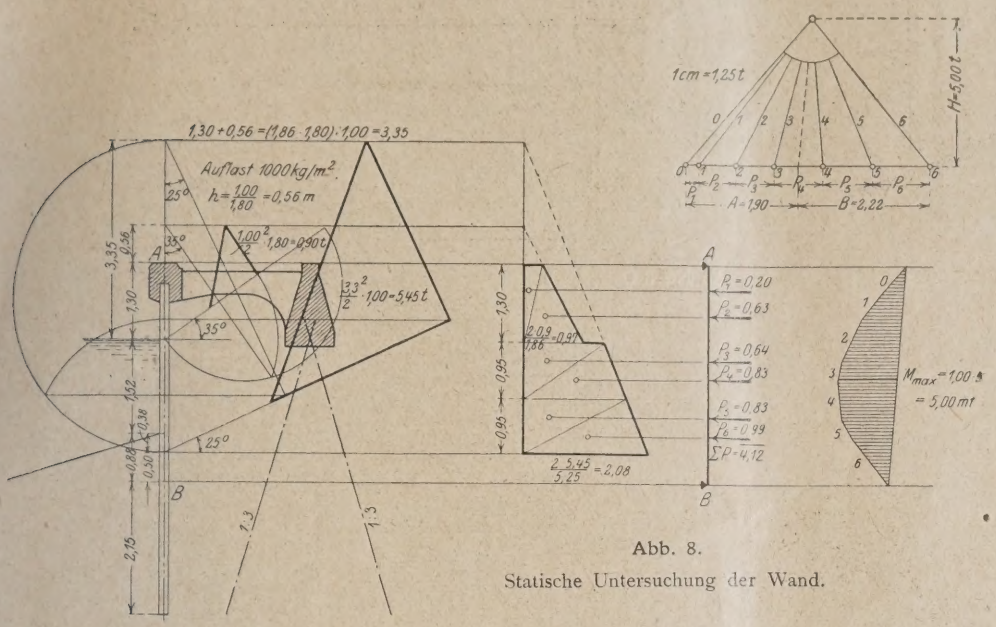


Abb. 8.
Statische Untersuchung der Wand.

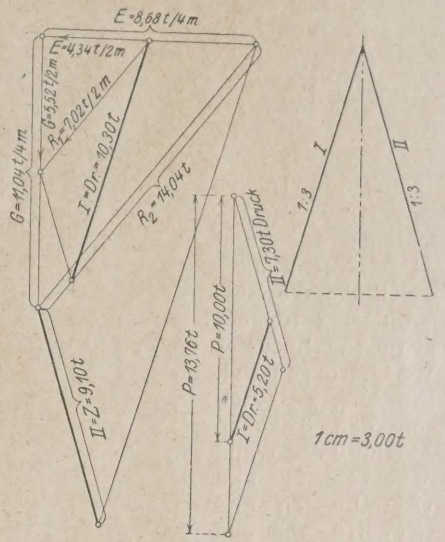


Abb. 9.
Statische Untersuchung der Pfähle.

schon lange vorhandenen Bedürfnis abgeholfen und eine moderne Hafenanlage geschaffen.

Ursprünglich war für die Stadt Lübbecke am Kanal keine Hafenanlage vorgesehen, man hatte später zwei hölzerne Ladebühnen errichtet und auf diese Weise die Entladung der Kähne auf einfache Weise durch Auskarren bewirkt. Da diese Entladung schon lange nicht mehr genügte, so schritt man dazu, das dort vorhandene schräg abfallende Ufer durch eine senkrechte Wand abzuschließen und auf diese Weise eine Ladevorrichtung zu schaffen, die allen an sie gestellten Anforderungen gerecht werden kann. Um für die anlegenden Schiffe den notwendigen Tiefgang zu erhalten, mußte man mit der Wand

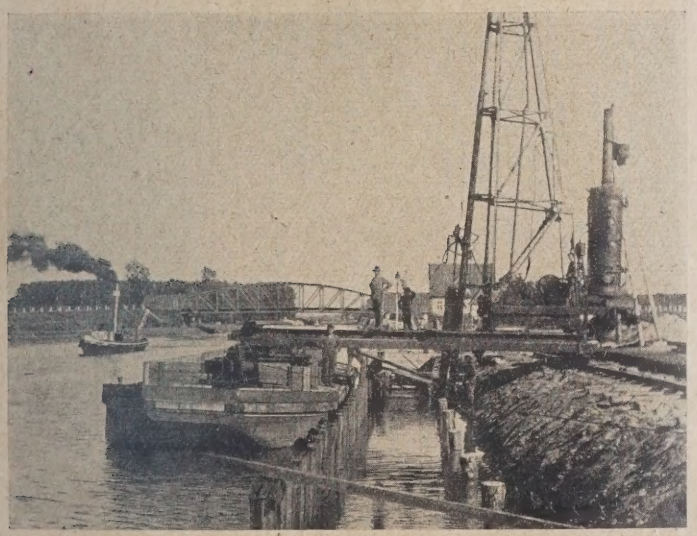


Abb. 10. Ansicht von Westen.

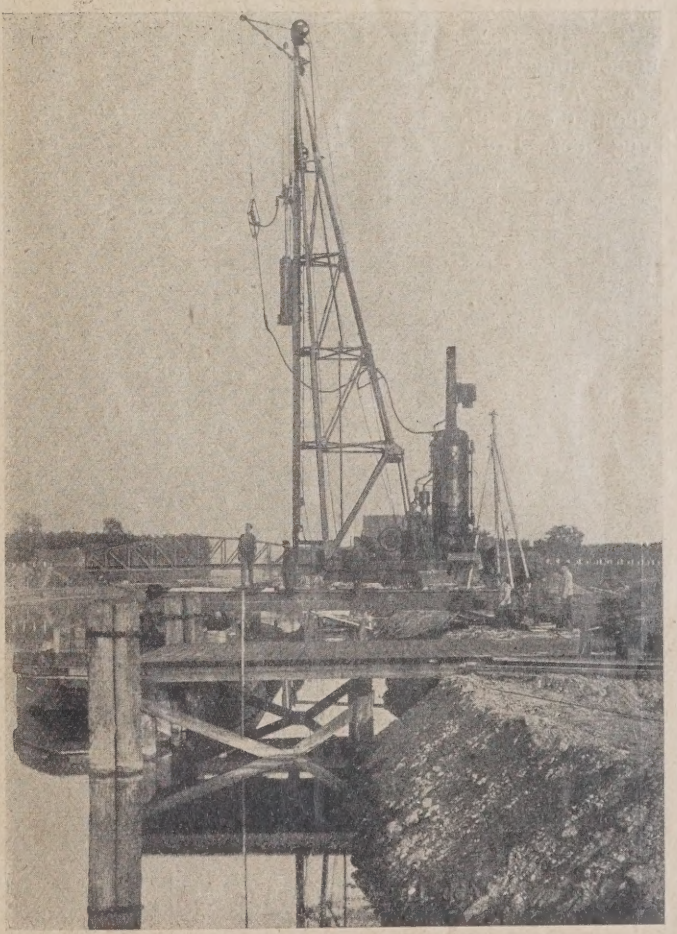


Abb. 11.

6 m von Vorderkante Leinpfad in den Kanal hineingehen. Die Wand selbst wurde in Eisen ausgeführt, und zwar wurden eiserne Spundbohlen System Larssen Pr. I der Dortmunder Union dazu verwendet.

Zeichnung auch noch die alten hölzernen Ladebrücken, die vor Fertigstellung der neuen Anlage entfernt wurden.

Die Konstruktion der Anlage ist aus den Abb. 2—8 ersichtlich; der auf die eiserne Spundwand wirkende Erddruck wird

durch eine Eisenbetonkonstruktion in eine Pfahlreihe aus schräg gerammten hölzernen Zug- und Druckpfählen übergeführt. Der Eisenbetonholm sowie das Fundament auf der Pfahlreihe dienen als Unterlage der Kranschienen für die drei Dampfdrehkräne, durch die die Entladung der Kohlenkähne in schnellster Weise erfolgen soll. Die Abb. 2—5 zeigen den östlichen Abschluß der Wand in Längs- und Querschnitten und Grundriß, während in der Abb. 6 der westliche Abschluß mit senkrechter Stirnwand dargestellt ist. Die Eisenarmierung der Kranschienenfundamente ist aus Abb. 7 zu ersehen, die Befestigung der Kranschiene geschah auf fest einbetonierten eichenen Holzklötzen.

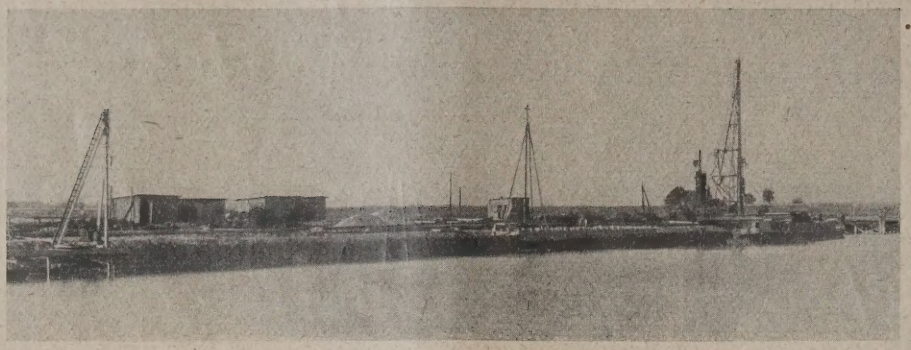


Abb. 12. Ansicht von Nord-Ost.

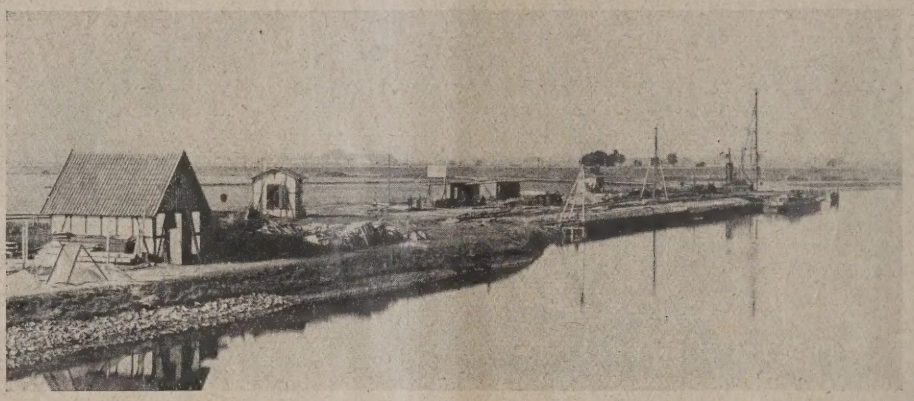


Abb. 13. Ansicht von Nord-Ost.

Abb. 14. Ansicht von Osten.

Hinsichtlich der statischen Berechnung sei bemerkt, daß die Konstruktion durch den Erddruck sowie durch Dampfdrehkräne im Gewicht von je 38 t belastet wird. Die Berechnung erfolgte auf zeichnerische Weise und ist in den Abb. 8 und 9 wiedergegeben.

Besonders bemerkenswert und interessant bei der Bauausführung war das Rammen der eisernen Spundbohlen und der hölzernen Pfähle. Da nämlich wegen des schräg abfallen den Kanalufers eine Rammung von Land aus nicht erfolgen konnte, anderseits ein Aufstellen der Ramme auf einem Schiff auch nicht möglich war, da dieses nicht nahe genug am Ufer anlegen konnte, so mußte eine Zwischenkonstruktion geschaffen werden. Man half sich dadurch, indem man einen fahrbaren eisernen Schlitten als Untergestell für die Ramme anordnete, der einerseits auf einem Kahn gelagert war, anderseits auf einer Schiene am Leinpfad entlang lief. Auf diese Weise war die Ramme nach allen Seiten beweglich, und ging das Rammen außerordentlich schnell vonstatten. In den Abb. 10—15 seien noch einige Photographien während der Bauausführung wiedergegeben, aus denen man den Bauvorgang in anschaulicher Weise erkennen kann. Abb. 10 und 11 zeigen die auf dem Schlitten montierte Ramme von Menk & Hambrock, auch sieht man auf Abb. 11 noch die eine hölzerne Ladebrücke vor ihrem Abbruch. Die Abb. 12—14 geben eine allgemeine Übersicht der Anlage im Ganzen, während in Abb. 15 ein Teil der fertiggestellten Eisenbetonkonstruktion dargestellt ist. Die Bauzeit der gesamten Anlage betrug drei Monate.

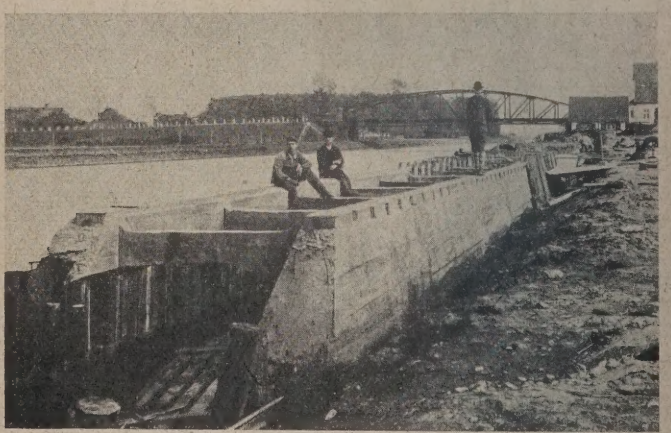


Abb. 15.

BEITRAG ZUR BERECHNUNG DER MEHRFACHEN RAHMEN.

Von Dr.-Ing. Heinrich Neumann,

Ingenieur der Firma Josef Hoffmann u. Söhne G. m. b. H., Ludwigshafen a. Rh.

(Schluß aus Heft 6, Seite 175.)

B. Bevor wir daran gehen, einen Ausdruck für die Größe der Verschiebung Δ aufzustellen, wollen wir die folgende Frage lösen:

Wenn am Kopfe einer oben und unten teilweise oder fest eingespannten Säule die seitliche Kraft P wirkt, wie groß ist das Biegungsmoment M_o am Säulenkopf oben und wie groß ist das Biegungsmoment M_u am Säulenfuß unten?

Da die absolute Summe dieser beiden Momente $M_o + M_u = M = Ph$ sein muß, und da die Momente längs der Säule sich gemäß der Funktion einer Geraden ändern (vergl. Abb. 16), könnten wir auch fragen: In welchem Abstand z_o vom Kopf, bzw. z_u vom Fußpunkt, wird das Biegungsmoment gleich Null sein?

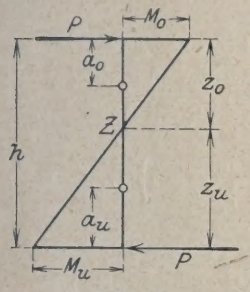


Abb. 16.

Die einfache Überlegung sagt ohne weiteres, daß dieser Nullpunkt Z vom elastischen Verhalten der Säule sowie von deren Einspannungsgrad abhängen wird, d. h. von der Lage der Fixpunkte a_o und a_u, und wir könnten daher die Frage auch so stellen: In welcher Abhängigkeit steht die Lage des Momenten-Nullpunktes z (z_o bzw. z_u) von der Lage der Fixpunkte a_o und a_u? oder: Wie lautet die Funktion $z = f(a_o/a_u)$?

Wir erhalten die Beziehung ohne weiteres, wenn wir im Momenten-Nullpunkt Z die Wendetangente t—t zeichnen und die Winkel bestimmen, die sie gegen die ursprüngliche, vertikale Lage der Säule bildet, indem wir das eine Mal von O, das andere Mal von U ausgehen (siehe Abb. 19):

$$\varepsilon_o + \eta_o = \varepsilon_u + \eta_u \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (16$$

Der Winkel ε_o bzw. ε_u bedeutet denjenigen Winkel, um den sich der Säulenkopf bezw. Säulenfuß dreht; η_o stellt die gesamte Winkeländerung infolge der Biegsamkeit der Säule oberhalb des Momenten-Nullpunktes Z dar, η_u dagegen diejenige unterhalb Z.

Der Winkel ε_u entsteht durch die Verbiegungen, welche die im Fußpunkt U anschließenden Stäbe infolge der in sie sich fortsetzenden Momente erleiden.

Wir können uns den Winkel ε_u aber auch derart entstanden denken, als wenn wir bei O ein Biegungsmoment $M_u \frac{l - a_u}{a_u}$ eingeleitet hätten, das, über den Fixpunkt J_u weitergeleitet, bei U nun M_u beträgt (siehe Abb. 17) und sich dann genau wie vorher in den bei U anschließenden Stäben fortsetzt. Bei dieser Auffassung entspricht der Winkel ε_u dem in Abb. 10 mit δ bezeichneten Winkel, auf den die Gleichung (10) angewendet werden kann, nur ist hier nicht wie dort „M = 1", sondern das bei O eingeleitete Moment beträgt $M = M_u \frac{l - a_u}{a_u}$. Es ist also

$$\varepsilon_u = M_u \frac{l - a_u}{a_u} \delta_u.$$

Nach Gl. (10b):

$$\varepsilon_u = M_u \frac{l - a_u}{a_u} \cdot \frac{d_u - a_u}{l - a_u} \sum_{M_u = 1}^{M_o = 0} M \frac{ds}{EJ},$$

$$\varepsilon_u = P z_u \frac{d_u - a_u}{a_u} \sum_{M_u = 1}^{M_o = 0} M \frac{ds}{EJ}$$

Entsprechend ist auch am Säulenkopf O:

$$\varepsilon_o = P z_o \frac{d_o - a_o}{a_o} \sum_{M_u = 0}^{M_o = 1} M \frac{ds}{EJ}.$$

Den Winkeln η_o und η_u fügen wir jedes Mal den kleinen Winkel ζ hinzu, der infolge Verbiegung durch die Momenten-

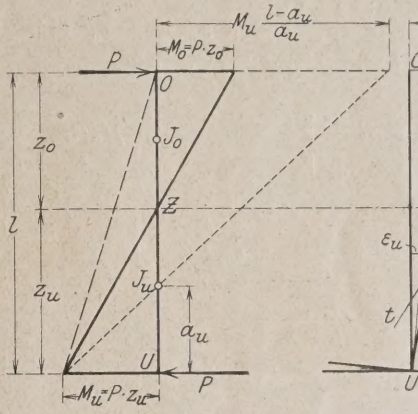


Abb. 17.

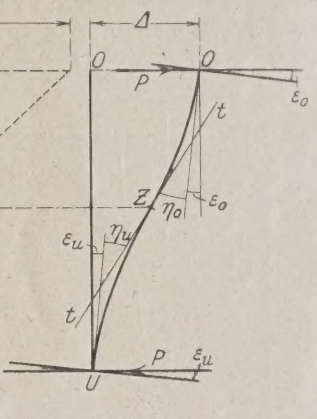


Abb. 18.

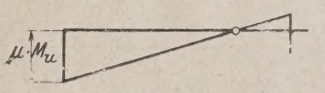


Abb. 19.

fläche OU'Z (siehe Abb. 17) entsteht. Die Gleichheit der Gleichung wird dadurch nicht gestört.

$$\eta_u + \zeta = P z_u \sum_{M_u = 1}^{M_o = 0} M \frac{ds}{EJ},$$

$$\eta_o + \zeta = P z_o \sum_{M_u = 0}^{M_o = 1} M \frac{ds}{EJ}.$$

Setzt man die Werte für ε und η bzw. $\eta + \varepsilon$, in Gleichung (16) ein, so erhält man:

$$z_u \frac{d_u}{a_u} \sum_{Mu = 1}^{M_o = 0} M \frac{ds}{EJ} = z_o \frac{d_o}{a_o} \sum_{M_u = 0}^{M_o = 1} M \frac{ds}{EJ}$$

oder in Verbindung mit Gl. (11):

$$\frac{z_o}{z_u} = \frac{a_o}{a_u} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (17$$

Dieselbe Beziehung weist auf anderem Wege Straßner nach*). Auf die dort angeführte Konstruktion des Momenten-Nullpunktes Z bei gegebenen Fixpunktabständen a_o und a_u sei hier verwiesen: Die Strecke h wird im Verhältnis $a_o : a_u$ gemäß Gleichung (17) geteilt.

Da nun $z_o + z_u = h$ ist, so kann Gleichung (17) auch in der Form geschrieben werden:

$$z_o = \frac{a_o h}{a_o + a_u} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (18$$

bezw. $z_u = \frac{a_u h}{a_o + a_u}$. In Sonderheit kann auch $a = d$ sein.

*) A. Straßner, Neuere Methode zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger.

Damit ist aber unsere unter B. gestellte Frage vollständig gelöst. Es ist:

$$\left.\begin{aligned} M_o &= P z_o = P\frac{a_o h}{a_o + a_u} \\ M_u &= P z_u = P\frac{a_u h}{a_o + a_u} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(19}$$

C. Als letzte hier zu stellende Frage bleibt die nach der Größe der Verschiebungen Δ, die in den Ausdrücken der Kraftanteilkoeffizienten λ in Gleichung (14) auftreten.

Frage: Bei einer Säule von bekannten Trägheitsmomenten und elastisch drehbarem Kopf und Fuß (d. h. a_o und a_u bestimmbar) greife am Kopf die horizontale Kraft P = 1 und als Reaktion am Fuß die gleich große Kraft P = 1 an. Wie groß ist die Verschiebung Δ des Säulenkopfes O gegen den Säulenfuß U? Oder da wir a_o und a_u als bereits bestimmt voraussetzen, können wir auch fragen: In welcher Form ist die Verschiebung Δ von den Fixpunktabständen a_o und a_u abhängig? Oder: wie lautet die Funktion: $\overline{\Delta} = f(a_o/a_u)$?

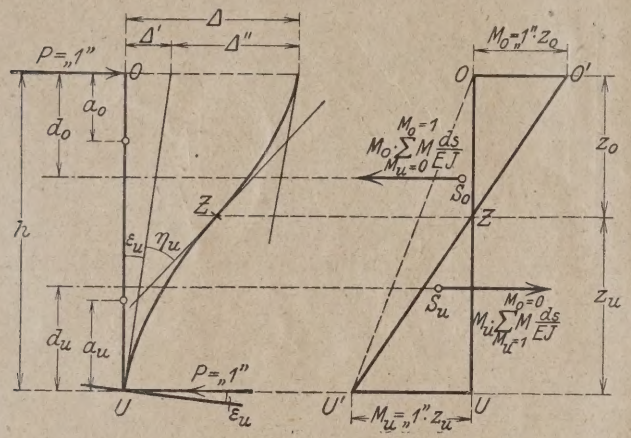


Abb. 20.

Abb. 21.

Die Verschiebung Δ des Säulenkopfes gegen den Säulenfuß setzt sich aus zwei zu trennenden Bewegungen zusammen. Man kann nämlich unterscheiden:

1. Die Verschiebung Δ' des Kopfes infolge der Drehung des Säulenfußes um den Winkel ε_u und
2. die Verschiebung Δ'' des Säulenkopfes infolge der Verbiegungen, welche die Säule durch die an ihr auftretenden Momente erfährt.

$$\Delta' = h\,\varepsilon_u.$$

Der Winkel ε_u ist bereits auf Seite 254 bestimmt worden. Danach ist:

$$\Delta' = \text{„1“}\, h\, z_u \frac{d_u - a_u}{a_u} \sum_{M_u=1}^{M_o=0} M \frac{ds}{EJ} \quad \ldots\ldots \text{(20}$$

Infolge der sie belastenden Momentenfläche UU'Z macht die Säule eine Ausbiegung nach rechts (vergl. Abb. 20 u. 21), infolge der Momentenfläche OO'Z hingegen eine Ausbiegung nach links. Bei Bestimmung der Ausbiegung wollen wir indessen zur Ausbiegung nach rechts noch diejenige infolge der kleinen Momentenfläche U'ZO hinzurechnen, die wir dann bei der Verschiebung des Kopfes nach links gleichfalls addieren müssen, so daß sich die Verschiebungen infolge der Belastung durch das Momentendreieck U'ZO gegenseitig aufheben. Die Verschiebung Δ'' ist demnach:

$$\Delta'' = M_u \sum_{M_u=1}^{M_o=0} M \frac{ds}{EJ}(h - d_u) - M_o \sum_{M_u=0}^{M_o=1} M \frac{ds}{EJ} d_o.$$

Setzt man hierin $M_u = \text{„1“}\, z_u$ und $M_o = P\,\text{„1“}\, z_o$ ein, und beachtet man die Identität in der Gleichung (11), so erhält man:

$$\Delta'' = \text{„1“}\, h\,(z_u - d_u) \sum_{M_u=1}^{M_o=0} M \frac{ds}{EJ} \quad \ldots\ldots \text{(21}$$

Die gesamte Verschiebung ist dann:

$$\Delta = \Delta' + \Delta''.$$

Setzt man die Ausdrücke für Δ' und Δ'' ein, so erhält man schließlich nach einigen Umformungen und unter Berücksichtigung daß $z_u = \frac{a_u h}{a_o + a_u}$ (Gl. 18) ist, den wichtigen Ausdruck für die Verschiebung Δ:

$$\Delta = \text{„1“}\, d_u \left(\sum_{M_u=1}^{M_o=0} M \frac{dx}{EJ}\right) h \left(\frac{h}{a_o + a_u} - 1\right) \quad \ldots \text{(22a}$$

Entsprechend kann man dieselbe Strecke Δ bestimmen, indem man den Säulenkopf O festgehalten und den Fußpunkt U dagegen verschoben denkt. Das ergibt dann

$$\Delta = \text{„1“}\, d_o \left(\sum_{M_u=0}^{M_o=1} M \frac{dx}{EJ}\right) h \left(\frac{h}{a_o + a_u} - 1\right) \quad \ldots \text{(22b}$$

Setzt man die beiden Ausdrücke (22a) und (22b) einander gleich, so zeigt sich die Identität der Gleichung (11). Die Sonderfälle: a = d oder a = o sind ohne weiteres abzuleiten. P ist bei allen Säulen gleich „1“ zu setzen, um die Vergleichsgröße Δ zu erhalten. Wir nennen das für ein Kräftepaar „1“ · h gefundene Δ „Vergleichsverschiebung“ und kennzeichnen es im besonderen mit einem Index rechts unten, um den Stab zu charakterisieren, für den die Vergleichsverschiebung für P = „1“ berechnet ist.

Um also die in Gleichung (14) gesuchten Kraftanteilkoeffizienten λ zu bestimmen, berechne man zunächst gemäß Gleichung (22) die Vergleichsverschiebungen Δ, nachdem die Fixpunktentfernungen a_1 und a_u gefunden sind; danach ergibt sich aus Gleichung (14) der Kraftanteilkoeffizient einer jeden Säule und daraus gemäß Gleichung (15) die Größe der Reaktion in jeder Säule.

D. Die Anteilkoeffizienten λ in Gleichung (14) sind unter der Voraussetzung bestimmt worden, daß der obere gemeinschaftliche Balken B—D—F—..... starr sei, sich elastisch nicht zusammendrücken lasse. In den hier folgenden Zeilen sollen die Kraftanteilkoeffizienten λ' bestimmt werden, die sich unter der Voraussetzung ergeben, daß der Balken sich unter den in ihm auftretenden Normalkräften elastisch zusammendrücken läßt. Doch muß von vornherein gesagt werden — und das Beispiel wird es auch erweisen —, daß der Unterschied zwischen den Werten λ und λ' nur sehr gering ist, so gering, daß es für die Berechnung durchaus genügt, die Werte λ zu ermitteln.

Im allgemeinen kann man aus der ursprünglichen Anschauung der Abb. 22 schon ersehen: Diejenigen Säulen, die dem Angriffspunkt der horizontal gerichteten Kraft P am nächsten liegen, werden bei dieser Voraussetzung sich stärker ausbiegen als diejenigen, die vom Angriffspunkt von P weiter entfernt sind, während bei einem starren Balken die Ausbiegungen alle gleich groß sein müssen. Es werden also bei denjenigen Säulen, die dem Angriffspunkt der Kraft P am nächsten sind, die Werte λ' größer sein als die Werte λ; umgekehrt aber bei den vom Angriffspunkt von P entfernteren Säulen werden die Werte λ' kleiner sein müssen, als die entsprechenden Werte λ.

Es wirke am linken oberen Ende die horizontal gerichtete Kraft P (siehe Abb. 22). Wir unterscheiden die beiden Fälle:

1. Der Balken sei nicht elastisch zusammendrückbar: Dann sind die Reaktionen an den Säulenfüß n

bei Säule 1: $P\lambda_1$
„ „ 2: $P\lambda_2$
„ „ 3: $P\lambda_3$
. . . . . .

Und wenn wir die im Abschnitt A beschriebene Ausbiegung einer jeden Säule unter dem Einfluß des Kraftpaares „1“ · h wiederum mit Δ bezeichnen (siehe Gleichung 22), so sind die Ausbiegungen für P (siehe Abb. 22) bei jeder Säule gleich groß, nämlich $P\lambda\Delta$:

$$P\lambda_1\Delta_1 = P\lambda_2\Delta_2 = P\lambda_3\Delta_3 = \cdots$$

2. Der Balken sei elastisch zusammendrückbar. Dann entstehen an den Säulenfüßen die Reaktionen

bei Säule 1: $P\lambda_1'$
„ „ 2: $P\lambda_2'$
„ „ 3: $P\lambda_3'$

Es muß wiederum sein:

$$\sum \lambda' = 1 \quad . . . . . (23$$

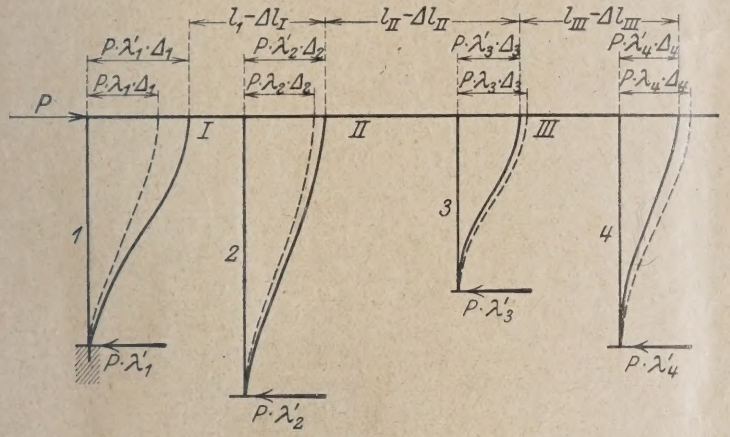


Abb. 22.

und dementsprechend sind die Ausbiegungen der Säulenköpfe

$$P\lambda_1'\Delta_1;\quad P\lambda_2'\Delta_2;\quad P\lambda_3'\Delta_3 \quad . . . . . (24$$

Diese Ausbiegungen müssen untereinander alle verschieden groß sein, da die Zusammendrückungen des Balkens überall als Differenzen auftreten.

Dabei wird $\lambda_1'\Delta_1 > \lambda_1\Delta_1$ sein. Um wieviel, wissen wir zunächst nicht. Zur Berechnung indessen denken wir uns vorläufig, die Säule 1 mache tatsächlich nur die Ausbiegung $\lambda_1\Delta_1$ und berechnen, wie groß dann die Ausbiegungen $(\lambda_1')\Delta_2$; $(\lambda_3')\Delta_3$; . . bei den einzelnen Säulen wären, wobei uns bewußt ist, daß stets $(\lambda') < \lambda'$ ist und daß $\sum(\lambda')$ nicht, wie es sein müßte, die Zahl 1 ergibt, sondern es wird sein:

$$\sum(\lambda') < 1 \quad . . . . . (25$$

Die gesuchten Werte λ', deren Summe die Zahl 1 ergeben muß, stehen aber untereinander im selben Verhältnis wie die Werte (λ'), wir haben daher das Verhältnis

$$\frac{\lambda_r'}{(\lambda_r')} = \frac{\sum\lambda'}{\sum(\lambda')} = \frac{1}{\sum(\lambda')}$$

oder

$$l_r = \frac{(\lambda_r')}{\sum(\lambda')} \quad . . . . . (26$$

Die Differenz zwischen den Ausbiegungen $\lambda\Delta$ und $\lambda'\Delta$ machen die Zusammendrückungen des Balkens aus (bei Zug haben wir entsprechend mit einer Verlängerung des Balkens zu rechnen). Die Zusammendrückung ist allgemein

$$\Delta l = \frac{N}{EF} l,$$

wobei N, F und l die im Balken eines jeweiligen Feldes herrschende Normalkraft bzw. seinen Querschnitt und seine Länge bedeuten.

Die Normalkraft N ist für jeden Stab des Balkens verschieden groß, und zwar ist sie jedes Mal gleich der horizontalen Angriffskraft verringert um die bereits durch die vorhergehenden Säulen aufgenommenen Teilkräfte, also

für Balken I: $(1 - 1\lambda_1')P$
„ „ II: $(1 - 1\lambda_1' - 1\lambda_2')P$
„ „ III: $(1 - 1\lambda_1' - 1\lambda_2' - 1\cdot\lambda_3')P$

Da wir aber die Werte λ' noch nicht kennen, so setzen wir dafür in erster Annäherung die entsprechenden Werte λ und wiederholen eventuell das Verfahren ein zweites Mal, indem wir die mit der ersten Annäherung gefundenen Werte λ' benutzen. Doch zeigt die Erfahrung, daß die erste Annäherung vollständig genügt.

Die Längenänderungen sind demnach

$$\left.\begin{aligned}
&\text{für Balken}\quad \text{I}: \Delta l_I = \frac{1-\lambda_1}{EF_I} l_I P\\
&\text{„ „}\quad \text{II}: \Delta l_{II} = \frac{1-\lambda_1-\lambda_2}{EF_{II}} l_{II} P\\
&\text{„ „}\quad \text{III}: \Delta l_{III} = \frac{1-\lambda_1-\lambda_2-\lambda_3}{EF_{III}} l_{III} P\\
&. . . . . .
\end{aligned}\right\} \quad . . . (28$$

Daraus ergeben sich die Beziehungen zwischen den Ausbiegungen im zweiten Fall zu denen im ersten Fall:

$$\begin{aligned}
(\lambda_1')\Delta_1 &= \lambda_1\Delta_1\\
(\lambda_2')\Delta_2 &= \lambda_2\Delta_2 - \Delta l_I\\
(\lambda_3')\Delta_3 &= \lambda_3\Delta_3 - \Delta l_I - \Delta l_{II}\\
&. . . . . .
\end{aligned}$$

Und somit erhalten wir die Beziehungen zwischen den Werten λ und λ' bzw. zwischen den Werten λ und (λ'):

$$\left.\begin{aligned}
(\lambda_1') &= \lambda_1\\
(\lambda_2') &= \lambda_2 - \frac{\Delta l_I}{\Delta_2}\\
(\lambda_3') &= \lambda_3 - \frac{\Delta l_I + \Delta l_{II}}{\Delta_3}\\
(\lambda_4') &= \lambda_4 - \frac{\Delta l_I + \Delta l_{II} + \Delta l_{III}}{\Delta_4}\\
&. . . . . .
\end{aligned}\right\} \quad . . . . . (29$$

Die Werte λ' ergeben sich dann aus Gleichung (25). Herrscht in der Balkenachse Zug, so sind sinngemäß die Δl-Glieder zu addieren.

Nachdem also die Werte λ gefunden sind, kann man daraus die Kraftanteilkoeffizienten λ' ermitteln, indem man gemäß Gleichung (28) die Längenänderungen Δl berechnet, danach gemäß Gleichung (29) die Hilfswerte (λ') und schließlich die endgültigen Koeffizienten λ' gemäß Gleichung (25). Die Reaktionskräfte ergeben sich dann wie in Gleichung (15).

IV. Der Einfluß einer Temperaturänderung auf den mehrfachen Rahmen.

Es bleibt noch übrig, unter Benutzung der vorstehenden Ableitungen einen einfachen Ausdruck aufzustellen, der die Größe der Reaktionskräfte R^T an den Säulenfüßen angibt, wenn der obere gemeinsame Balken unter dem Einfluß einer Temperaturänderung sich ausdehnt oder zusammenzieht. Zu diesem Zweck denken wir uns, es dehne sich zunächst nur ein Stab des Balkens unter dem Einfluß der Wärme aus, z. B. der Stab II in Abb. 23.

An den Säulenfüßen findet die Ausdehnung des Balkens einen Widerstand, und es entsteht dadurch im Stabe II eine Temperatur-

kraft T_{II}, deren Größe wir zuerst ermitteln wollen. Denken wir uns T_{II} als äußere Kraft am Rahmen angebracht und schneiden den Stab II durch, so haben wir es mit zwei mehrfachen Rahmen zu tun, je einen links und rechts vom Schnitt. Damit aber ist die Aufgabe auf das im Kapitel III behandelte Problem zurückgeführt.

Die Längenänderung des Stabes II (D'E' — DE) ist einerseits unter dem Einfluß der Wärme:

$$\Delta l_{II}^{T} = \alpha\, t\, l_{II} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (30$$

wenn α den Wärmeausdehnungskoeffizienten und t die Gradanzahl in Celsius bedeutet.

Anderseits ist die Längenänderung gleich der Säulenkopfverschiebung DD' links vom Stab II vermehrt um die Verschiebung EE' rechts vom Stab II unter Wirkung der Kraft T_{II} (siehe Fig. 23):

$$\Delta l_{II}^{T} = \overline{DD'} + \overline{EE'} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (31$$

Auf den Rahmen links mit den Säulen 1 und 2 wirkt T_{II} nach links, und die Reaktionen $R^{T_{II}}$ berechnen sich nach Gleichung (14) und (15): z. B.:

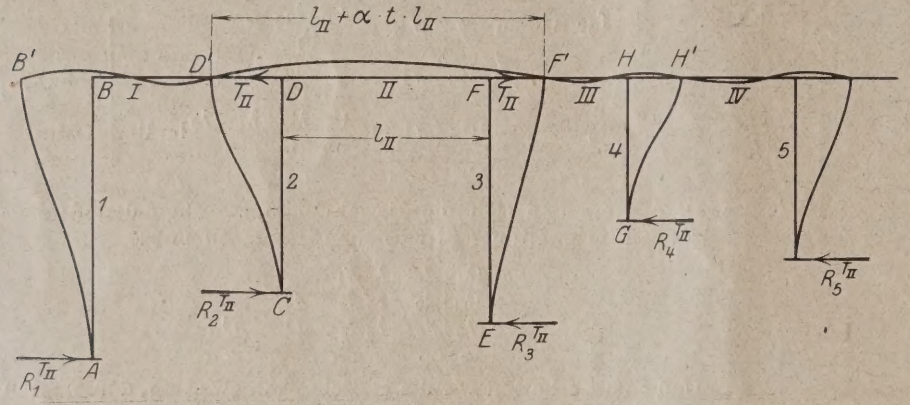


Abb. 23.

$$R_2^{T_{II}} = T_{II}\, \frac{\frac{1}{\Delta_2}}{\frac{1}{\Delta_1} + \frac{1}{\Delta_2}}$$

und die Verschiebung DD' ist demnach:

$$DD' = T_{II}\, \frac{\frac{1}{\Delta_2}}{\frac{1}{\Delta_1} + \frac{1}{\Delta_2}}\, \Delta_2 = \frac{T_{II}}{\frac{1}{\Delta_2} + \frac{1}{\Delta_1}}$$

In der entsprechenden Weise findet sich

$$EE' = T_{II}\, \frac{\frac{1}{\Delta_3}}{\frac{1}{\Delta_3} + \frac{1}{\Delta_4} + \cdots} = \frac{T_{II}}{\frac{1}{\Delta_3} + \frac{1}{\Delta_4} + \cdots}$$

Die Identität von Gleichung (30) und (31) ergibt:

$$\alpha\, t\, l_{II} = \frac{T_{II}}{\frac{1}{\Delta_1} + \frac{1}{\Delta_2}} + \frac{T_{II}}{\sum \frac{1}{\Delta} - \left(\frac{1}{\Delta_1} + \frac{1}{\Delta_2}\right)}$$

und

$$T_{II} \sum \frac{1}{\Delta} = \alpha\, t\, l_{II} \left(\frac{1}{\Delta_1} + \frac{1}{\Delta_2}\right)\left[\sum \frac{1}{\Delta} - \left(\frac{1}{\Delta_1} + \frac{1}{\Delta_2}\right)\right]$$

Dividiert man links und rechts durch $\left(\sum \frac{1}{\Delta}\right)^2$, so stehen nach Gleichung (14) rechts die bekannten Anteilkoeffizienten λ:

$$\frac{T_{II}}{\sum \frac{1}{\Delta}} = \alpha\, t\, l_{II}\, (\lambda_1 + \lambda_2)\,[1 - (\lambda_1 + \lambda_2)]$$

Wir erhalten danach allgemein die Temperaturkraft im Balken s:

$$T_s = \left(\sum \frac{1}{\Delta}\right) \alpha\, t\, l_s \left(\sum_s^1 \lambda\right)\left(1 - \sum_s^1 \lambda\right) \quad \ldots\ldots \quad (32$$

Die Faktoren $\sum \frac{1}{\Delta}$, α, t sind im ganzen Bauwerk bei Berechnung der Temperaturkraft sämtlicher Stäbe stets gleich groß. l_s bedeutet die Spannweite des jeweiligen Balkens. $\sum_s^1 \lambda$ bedeutet die Summe der Kraftanteilkoeffizienten aller Säulen links vom Stab s, $1 - \sum_s^1 \lambda$ die Summe der Kraftanteilkoeffizienten aller Säulen rechts vom Balkenstab s. Es muß sich von selbst ergeben, daß $\sum_s^1 \lambda$ und $1 - \sum_s^1 \lambda$ miteinander vertauschbar sind.

Will man die Reaktion R^T an irgend einem Säulenfuß zu dieser Temperaturkraft wissen, so braucht man logischerweise anstatt der Summe der Anteilkoeffizienten links bzw. rechts des Stabes s nur den einen Anteilkoeffizienten der Säule zu setzen, deren Reaktion man wissen will, während die Summe der Anteilkoeffizienten auf der andern Seite vom Stab s als Faktor natürlich bestehen bleiben muß. Es ist demnach die Reaktion am Fuße der Säule 1 für die Temperaturkraft T_s im Balken s:

$$R_1^{T_s} = \left(\sum \frac{1}{\Delta}\right) \alpha\, t\, l_s\, \lambda_1 \left(1 - \sum_s^1 \lambda\right) \quad . \quad (33a$$

oder

$$R_1^{T_s} = T_s \frac{\lambda_1}{\sum_s^1 \lambda} \quad \ldots\ldots \quad (33b$$

So bestimmt man nacheinander in jedem Balkenstabe die Temperaturkraft T und die dazu gehörigen Reaktionen R^T, doch ist hier von vornherein darauf hinzuweisen, daß man beziehentlich der Richtung dieser Reaktionen möglichste Klarheit beobachten muß. Zum Schluß müssen die als Reaktionen an den Säulenfüßen angebrachten Kräfte sich immer gegenseitig aufheben.

Hat man die Kräfte, so sind die Momente infolge Wirkens der Temperaturkraft ohne weiteres nach Gleichung (18) und (19)

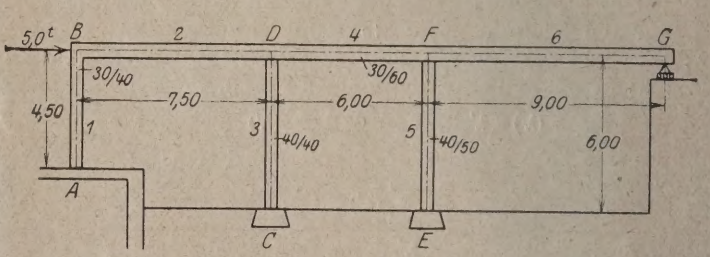


Abb. 24.

für die Säulen anzugeben und mittels der Übergangskoeffizienten μ [Gleichung (1) und (2)] für die Balkenstäbe.

V. Beispiel.

Um die leichte Anwendbarkeit obiger wichtigen Ableitungen zu zeigen, soll ein Beispiel vorgeführt werden. Es liege ein mehrfacher Rahmen von den folgenden Abmessungen vor.

1. Einer guten Übersichtlichkeit halber bezeichnen wir die Stäbe mit Ziffern und die Endpunkte der Stäbe mit großen Buchstaben.

2. Wir bestimmen die Trägheitsmomente der Säulenquerschnitte. Die Trägheitsmomente sind in diesem Falle konstant für alle Querschnitte eines und desselben Stabes.

$$J_1 = \frac{1}{12} \cdot 0{,}30 \cdot 0{,}40^3 = 0{,}0016\ \text{m}^4,$$

$$J_3 = \frac{1}{12} \cdot 0{,}40 \cdot 0{,}40^3 = 0{,}002\,13\ \text{m}^4,$$

$$J_5 = \frac{1}{12} \cdot 0{,}40 \cdot 0{,}50^3 = 0{,}004\,17\ \text{m}^4,$$

$$J_2 = J_4 = J_6 = \frac{1}{12} \cdot 0{,}30 \cdot 0{,}60^3 = 0{,}0054\ \text{m}^4.$$

3. Wir bestimmen sämtliche in den Punkten D und F vorkommenden Übergangskoeffizienten μ in einer übersichtlichen Tabelle, die dabei erforderlichen Vergleichsdrehwinkel τ nach Gleichung (9b) und die Übergangskoeffizienten μ nach Gleichung (1). Das in Gleichung (9b) unter dem Summenzeichen vorkommende Dehnungsmaß E können wir weglassen, da es für sämtliche Stäbe konstant ist und in Gl. (1) im Zähler und Nenner steht. Der Ausdruck unter dem Summenzeichen bedeutet, da J für sämtliche Querschnitte einer und derselben Säule konstant ist, ein Dreieck, dessen eine Kathete die Länge l des Stabes und die andere Kathete das durch J dividierte Biegungsmoment M = „1" bildet:

$$\sum M \frac{dx}{J} = \frac{„1" \cdot l}{2J}$$

Der Abstand der sog. „Drittelslinie" vom Stabende beträgt hier, da J = const. ist, $d = \frac{1}{3}$. Gleichzeitig mit der Ermittlung der Übergangskoeffizienten μ geht auch die Bestimmung der Fixpunktabstände a vor sich. Bei C und E nehmen wir eine feste Einspannung an; d. h. $a_3^C = \frac{l_3}{3}$ und $a_5^F = \frac{l_5}{3}$. Bei A nehmen wir eine teilweise Einspannung: $a_1^A = \frac{l_1}{5}$. Ferner ist $a_6^G = 0$.

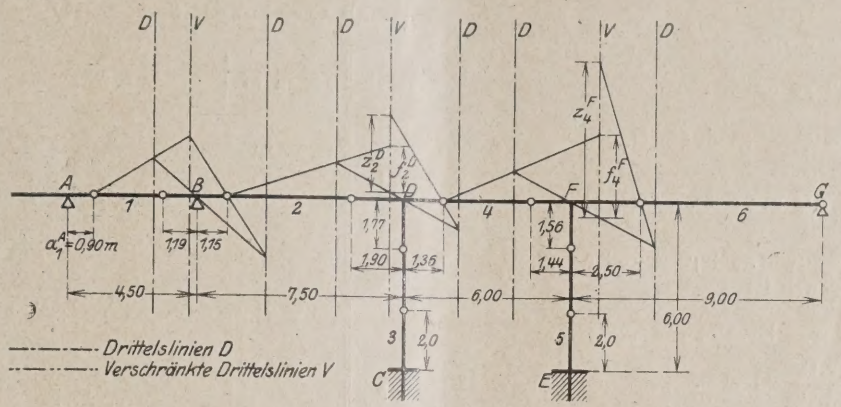


Abb. 25.

Wir klappen die Säule 1 in die Höhe und finden zuerst $a_{2B} = 1{,}15$ m nach der bekannten Methode von W. Ritter mittels verschränkten Drittelslinien (siehe Abbildung 25).

Nunmehr kann in der folgenden tabellarischen Zusammenstellung τ_2^D und somit μ_{4-2} bezw. μ_{4-3} bestimmt werden. Dann kann mittels der Gleichung (12) und des damit verbundenen, dort beschriebenen Verfahrens a_4^D gefunden werden.

Es wird gemessen $f_2^D = 176$ m.

Dann ist $z_2^D = \frac{1{,}76}{0{,}626}$.

Die Zeichnung ergibt $a_4^D = 1{,}36$ m.

Punkt	Stab	$\sum_{M_u=0}^{M_o=1} M \frac{ds}{J} = \sum_{M_u=1}^{M_o=0} M \frac{ds}{J}$	Vergleichsdrehwinkel $E\tau$	$\frac{I}{E} \cdot \frac{I}{\tau}$	μ
D	2	$\frac{7{,}50}{2 \cdot 0{,}005\,4} = 694$	$E\tau_2^D = \left(1 - \frac{2{,}50}{7{,}50 - 1{,}15}\right) 694 = 421$	0,002 38	$\mu_{2-3} = \frac{142}{699-238} = 0{,}308$ $\mu_{2-4} = \frac{319}{699-238} = 0{,}692$
	3	$\frac{6{,}00}{2 \cdot 0{,}002\,13} = 1408$	$E\tau_3^D = \left(1 - \frac{2{,}00}{6{,}00 - 2{,}00}\right) 1408 = 704$	0,001 42	$\mu_{3-2} = \frac{238}{699-142} = 0{,}427$ $\mu_{3-4} = \frac{319}{699-142} = 0{,}573$
	4	$\frac{6{,}00}{6 \cdot 0{,}005\,4} = 555$	$E\tau_4^D = \left(1 - \frac{2{,}00}{6{,}00 - 1{,}44}\right) 555 = 314$	0,003 19	$\mu_{4-2} = \frac{238}{699-319} = 0{,}626$ $\mu_{4-3} = \frac{142}{699-319} = 0{,}374$
				$\frac{I}{E}\sum\frac{I}{\tau} = 0{,}006\,99$	
F	4	$\frac{6{,}00}{2 \cdot 0{,}005\,4} = 555$	$E\tau_4^F = \left(1 - \frac{2{,}00}{6{,}00 - 1{,}36}\right) 555 = 316$	0,003 16	$\mu_{4-5} = \frac{278}{774-316} = 0{,}607$ $\mu_{4-6} = \frac{180}{774-316} = 0{,}393$
	5	$\frac{6{,}00}{2 \cdot 0{,}004\,17} = 719$	$E\tau_5^F = \left(1 - \frac{2{,}00}{6{,}00 - 2{,}00}\right) 719 = 360$	0,002 78	$\mu_{5-4} = \frac{316}{774-278} = 0{,}637$ $\mu_{5-6} = \frac{180}{774-278} = 0{,}363$
	6	$\frac{9{,}00}{2 \cdot 0{,}005\,4} = 834$	$E\tau_6^F = \left(1 - \frac{3{,}00}{9{,}00 - 0}\right) 834 = 555$	0,001 80	$\mu_{6-4} = \frac{316}{774-180} = 0{,}532$ $\mu_{6-5} = \frac{278}{774-180} = 0{,}468$
				$\frac{I}{E}\sum\frac{I}{\tau} = 0{,}007\,74$	

Man kann a_4^D auch von a_3^C aus ermitteln, indem man den Stab 4 in die Verlängerung von Stab 3 bringt und den Stab 2 als Zwischenstab auffaßt.

Ist a_4^D bekannt, so kann μ_{6-4} und dann wiederum a_6^F bestimmt werden. So fährt man in immer derselben Weise fort, bis sämtliche Fixpunktabstände a und Übergangskoeffizienten μ bei den Knotenpunkten D und F gefunden sind.

Man kann die Fixpunktabstände a auch rein rechnerisch nach Gleichung (13) ermitteln.

Gegeben sind $a_1^A = 0{,}90$ m; $a_3^C = 2{,}00$ m; $a_5^E = 2{,}00$ m.

Der Reihe nach wird gefunden:

$$E\tau_1^B = \left(1 - \frac{1{,}50}{3{,}60}\right)\frac{4{,}50}{2 \cdot 0{,}0016} = 820 \quad \text{gem. Gl. (9b)}$$

Um den Fixpunktabstand a_2^B zu finden:

$$K_2^B = 694 \cdot \frac{1}{820} = 0{,}848 \quad \text{gem. Gl. (13')}$$

$$a_2^B = 2{,}50\,\frac{0{,}848}{1{,}848} = 1{,}15 \text{ m} \quad \text{gem. Gl. (13b)}$$

Nunmehr können τ_2^D und τ_3^D sowie auch μ_{4-2} und μ_{4-3} bestimmt werden (siehe Tabelle). Darnach ist

$$K_4^D = 555\ (0{,}00238 + 0{,}00142) = 2{,}11$$

$$a_4^D = 2{,}00\,\frac{2{,}11}{3{,}11} = 1{,}36 \text{ m}.$$

Daraufhin ergeben sich τ_4^F und τ_5^F sowie μ_{6-4} und μ_{6-5} (siehe Tabelle) und damit

$$K_6^F = 834\ (0{,}00316 + 0{,}00278) = 4{,}95$$

$$a_6^F = 3{,}00\,\frac{4{,}95}{5{,}95} = 2{,}50 \text{ m}$$

τ_6^F läßt sich ohne weiteres bestimmen (siehe Tabelle).

$$K_5^F = 719\,(0{,}00180 + 0{,}00316) = 3{,}57$$

$$a_5^F = 2{,}00\,\frac{3{,}57}{4{,}57} = 1{,}56 \text{ m}.$$

Und in dieser Art weiter, bis alle a und μ ermittelt sind.

4. Die Ermittlung der Biegungsmomente für vertikale Belastung erfolgt in der bekannten Weise unter Benutzung der Fixpunkte. Die Fortführung der Momente über die Knotenpunkte D und F bestimmt Gleichung (2).

5. Hier soll noch der Fall einer horizontalen Belastung erörtert werden. Bei B greife horizontal eine Kraft von P = 5,0 t an (siehe Fig. 24). Der Balken 2—4—6 sei nicht zusammendrückbar. Die Reaktionen in A, C und E können nach Gleichung (15) mit Hilfe der Kraftanteilkoeffizienten λ ermittelt werden. Zu diesem Zwecke werden zunächst gemäß Gleichung (22) die Vergleichsverschiebungen Δ berechnet.

Danach werden gemäß Gleichung (14) die Kraftanteilkoeffizienten λ ermittelt und mit Hilfe dieser gemäß Gleichung (15) die Reaktionen R an den Säulenfüßen berechnet.

Säule	λ	R
1	0,255	$5 \cdot 0{,}255 = 1{,}275$ t
3	0,277	$5 \cdot 0{,}277 = 1{,}385$ t
5	0,468	$5 \cdot 0{,}468 = 2{,}340$ t
		5,000 t

Die durch die horizontal wirkende Kraft P in B entstehenden Biegungsmomente in den Säulen können nunmehr gemäß Gleichung (18) und (19) berechnet werden.

Säule	a in m	z in m	M in mt
1	$a_o = 1{,}19$	$z_o = \frac{1{,}19 \cdot 4{,}50}{1{,}19 + 0{,}90} = 2{,}56$	$M_1^B = 1{,}275 \cdot 2{,}56 = 3{,}27$
	$a_u = 0{,}90$	$z_u = \frac{0{,}90 \cdot 4{,}50}{1{,}19 + 0{,}90} = 1{,}94$	$M_1^A = 1{,}275 \cdot 1{,}94 = 2{,}47$
3	$a_o = 1{,}77$	$z_o = \frac{1{,}77 \cdot 6{,}00}{1{,}77 + 2{,}00} = 2{,}82$	$M_3^D = 1{,}385 \cdot 2{,}82 = 3{,}91$
	$a_u = 2{,}00$	$z_u = \frac{2{,}00 \cdot 6{,}00}{1{,}77 + 2{,}00} = 3{,}18$	$M_3^C = 1{,}385 \cdot 3{,}18 = 4{,}41$
5	$a_o = 1{,}56$	$z_o = \frac{1{,}56 \cdot 6{,}00}{1{,}56 + 2{,}00} = 2{,}63$	$M_5^F = 2{,}340 \cdot 2{,}63 = 6{,}15$
	$a_u = 2{,}00$	$z_u = \frac{2{,}00 \cdot 6{,}00}{1{,}56 + 2{,}00} = 3{,}37$	$M_5^E = 2{,}340 \cdot 3{,}37 = 7{,}90$

6. Unter der Voraussetzung, daß der Balken 2—4—6 elastisch zusammendrückbar ist, kommen wir zu anderen Werten λ', die nach dem Abschnitt III D leicht berechnet werden können.

Es ist in erster Annäherung für P = 1 t

$$\left.\begin{aligned} E\Delta l_2 &= \frac{1 - 0{,}255}{0{,}30 \cdot 0{,}60} \cdot 7{,}50 = 31{,}0 \\ E\Delta l_4 &= \frac{1 - 0{,}255 - 0{,}277}{0{,}30 \cdot 0{,}60} \cdot 6{,}00 = 15{,}8 \end{aligned}\right\} \text{gem. Gl. (28)}$$

$$\left.\begin{aligned} (\lambda_1') &= \lambda_1 = 0{,}2550 \\ (\lambda_3') &= 0{,}277 - \frac{31{,}0}{10000} = 0{,}2739 \\ (\lambda_5') &= 0{,}468 - \frac{31{,}0 + 15{,}8}{5910} = 0{,}4601 \end{aligned}\right\} \text{gem. Gl. (29)}$$

$$\sum{}'(\lambda') = 0{,}9890 < 1 \text{ wie Gl. (24)}$$

$$\left.\begin{aligned} \lambda_1' &= \frac{0{,}255}{0{,}989} = 0{,}258 \\ \lambda_3' &= \frac{0{,}2739}{0{,}989} = 0{,}277 \\ \lambda_5' &= \frac{0{,}4601}{0{,}989} = 0{,}465 \end{aligned}\right\} \text{gem. Gl. (26)}$$

$$\sum \lambda' = 1{,}000 \quad \text{wie Gl. (23)}$$

Säule	h	$d = \frac{h}{3}$	$a_o + a_u$	$\sum_{M_u=0}^{M_o=1} M\frac{ds}{J} = \sum_{M_u=1}^{M_o=0} M\frac{ds}{J}$	$E\Delta$	$\frac{1}{E} \cdot \frac{1}{\Delta}$	λ
1	4,50	1,50	2,09	$\frac{4{,}50}{2 \cdot 0{,}0016} = 1406$	10 950	$914 \cdot 10^{-7}$	$\frac{914}{3604} = 0{,}255$
3	6,00	2,00	3,77	$\frac{6{,}00}{2 \cdot 0{,}00213} = 1408$	10 000	$1000 \cdot 10^{-7}$	$\frac{1000}{3604} = 0{,}277$
5	6,00	2,00	3,56	$\frac{6{,}00}{2 \cdot 0{,}00417} = 719$	5 910	$1690 \cdot 10^{-7}$	$\frac{1690}{3604} = 0{,}468$
					$\frac{1}{E}\sum\frac{1}{\Delta} = 3604 \cdot 10^{-7}$		$\sum \lambda = 1{,}000$

Man erkennt hieraus, daß der Fehler, den man macht, wenn man den oberen Balken als nicht elastisch zusammendrückbar behandelt, nur sehr gering ist. Er beträgt hier als größter Wert nur:

$$\frac{\lambda_1' - \lambda_1}{\lambda_1'} = \frac{0{,}003}{0{,}258} = 1{,}16\,\%.$$

Eine zweite Nachrechnung mit den Werten λ' anstatt λ in Gleichung (28) erübrigt sich demnach vollständig.

Ist E nicht überall als gleich groß anzusehen, dann muß es natürlich in den betreffenden Gleichungen stets mitgeführt werden.

7. Es sollen die Kräfte und Momente berechnet werden, die sich im Rahmen infolge einer Temperaturänderung von $t = \pm 20^0$ ergeben. $\alpha^t = 0{,}000\,012$.

Unter Benutzung der bereits oben gefundenen Werte ist nach Gleichung (32) (es wird alles in m und t angegeben):

$T_2 = 3604 \cdot 10^{-7} \cdot 2\,100000 \cdot 0{,}000012 \cdot 20 \cdot 7{,}50 \cdot 0{,}255\,(1 - 0{,}255) = 0{,}259$ t

$T_4 = 3604 \cdot 10^{-7} \cdot 2\,100000 \cdot 0{,}000012 \cdot 20 \cdot 6{,}00 \cdot 0{,}468\,(1 - 0{,}468) = 0{,}272$ t

Daraus ergeben sich als Reaktionen nach Gleichung (33 b) und als Momente nach Gleichung (15) die folgenden Werte:

	Säule 1	Säule 3	Säule 5
durch T_2 im Stabe 2. .	$+0{,}259\,\frac{0{,}255}{0{,}255} = +0{,}259$	$-0{,}259\,\frac{0{,}277}{0{,}277 + 0{,}468} = -0{,}096$	$-0{,}259\,\frac{0{,}468}{0{,}468 + 0{,}277} = -0{,}163$
durch T_4 im Stabe 4. .	$+0{,}272\,\frac{0{,}255}{0{,}255 + 0{,}177} = +0{,}130$	$+0{,}272\,\frac{0{,}277}{0{,}277 + 0{,}255} = +0{,}142$	$-0{,}272\,\frac{0{,}468}{0{,}468} = -0{,}272$
insgesamt R^T	$R_1^T = +0{,}389$ t	$R_3^T = +0{,}046$ t	$R_5^T = -0{,}435$ t
$M_o = R^T z_o$	$\pm 0{,}389 \cdot 2{,}56 = \pm 0{,}995$ mt	$\pm 0{,}046 \cdot 2{,}82 = \pm 0{,}130$ mt	$\pm 0{,}435 \cdot 2{,}63 = \pm 1{,}143$ mt
$M_u = R^T z_u$	$\mp 0{,}389 \cdot 1{,}94 = \mp 0{,}755$ mt	$\mp 0{,}046 \cdot 3{,}18 = \mp 0{,}146$ mt	$\mp 0{,}435 \cdot 3{,}37 = \mp 1{,}467$ mt

Die Momente in den Balkenstäben ergeben sich ohne weiteres mit Hilfe des Übergangskoeffizienten μ; z. B.:

$$M_4^F = \mu_{5-4} \cdot M_5^F = \pm 0{,}637 \cdot 1{,}143 = \pm 0{,}729 \text{ mt}.$$

DER ZWISCHENSTAATLICHE WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DIE ARSTABUCHT BEI STOCKHOLM.

Von Geh. Baurat Schaper.

(Schluß von Seite 231).

7. Entwurf: „Ars nova surgit" (Abb. 22 auf S. 36).

a) Einzelheiten des eisernen Überbaues über der südlichen Fahrstraße.

Die südliche Fahrstraße wird von einem hohen, die Fahrbahn durchschneidenden vollwandigen eisernen Parabelbogen mit zwei Kämpfergelenken überbrückt. Für die beiden Gleise jedes Bauabschnittes ist je ein Überbau mit zwei Hauptträgern vorgesehen. Die Mitten der Hauptträger jedes Überbaues sind 9,8 m voneinander entfernt. Die Stützweite zwischen den Kämpfergelenken beträgt 138 m, die Pfeilhöhe 48,15 m, die Höhe der Bögen in Brückenmitte 2,80 m und an den Kämpfern 4,15 m. Die Höhe der Bögen nimmt also von der Mitte nach den Kämpfern zu, und zwar aus dem Grunde, um sie in übereinstimmende Formen mit den Betonbögen der anderen Brückenteile zu bringen. Aus demselben Grunde hat man auch die Kämpfergelenke des großen Bogens ganz hinter die vordere Begrenzungswand der Pfeiler zurücktreten lassen. Ob diese Maßnahme, in der man wohl ein Zurückweichen baulicher Zweckmäßigkeiten hinter den Forderungen des Architekten erblicken muß, zugunsten der Einheitlichkeit des Brückenbildes notwendig war, sei dahingestellt. Die Einzelheiten des Bogens in dem an den Kämpfer grenzenden Teil sind in Abb. 101 dargestellt. Der Querschnitt des Bogens ist doppelwandig. Die Stegbleche sind ihrer Höhe wegen in der Bogenachse gestoßen. Senkrecht über den Kämpfergelenken sind bewegliche Einstelzenlager mit wagerechter Bewegungsrichtung zur Aufnahme negativer Auflagerdrucke aus den Windkräften angeordnet. Diese Auflager hindern infolge ihrer Lage und Bewegungsrichtung die Formänderungen des Bogens nicht. Die Ausbildung der Fahrbahn und der Windverbände ist die bei Zweigelenkbogenträgern, welche die Fahrbahn durchschneiden, übliche. Abb. 102 stellt den Querschnitt beim Querträger 5 (Abb. 101) dar. In der Ebene dieses Querträgers liegt das Portal, das die Auflagerkraft des oberen Windverbandes in den Fahrbahnwindverband überleitet.

b) Aufstellung des großen Bogenträgers.

Der eiserne Überbau über der südlichen Fahrstraße soll ganz ohne feste Gerüste in der zu überbrückenden Öffnung aufgestellt werden. Zu dem Zwecke werden auf den Pfeilern eiserne Hilfsstützen errichtet, deren Köpfe unter sich verspannt und nach rückwärts verankert werden (Abb. 103). Die drei ersten dem Kämpfer benachbarten Bogenstücke werden von einer Katze, die auf einem an der Hilfsstütze angebrachten Kragarme läuft, eingebaut und mit dem benachbarten Pfeiler vorübergehend verankert (Abb. 103 links). Die weiteren Bogenstücke werden von einer über die Hilfsstützen laufenden Seilbahn aus eingebaut (Abb. 103 u. 104) und mit über die Hilfsstützen laufenden Drahtseilen nach rückwärts verankert. Die Hängestangen und die Fahrbahn werden erst nach Bogenschluß eingebaut, und zwar die Hängestangen von der Seilbahn aus und die Fahrbahn von beiden Seiten her von Kranen mit weit ausladenden Auslegern, die auf der bereits fertig gestellten Fahrbahn laufen (Abb. 105).

c) Die Einzelheiten der Überbrückung der Arstainseln und des nördlichen seichten Fahrwassers.

Die Mitten der Pfeiler der Gewölbe, welche die Arstainseln und das nördliche seichte Fahrwasser überspannen, sind 61 m voneinander entfernt (Abb. 106). Zur Ersparnis an Mauerwerk sollen die Pfeiler beträchtliche Hohlräume erhalten (Abb. 106 b u. e). Die Gewölbe sind eingespannt und haben am Kämpfer eine Stärke von 3,50 m und im Scheitel von 1,70 m. Die Fahrbahnbettung ruht in einem 70 cm tiefen Eisenbetontrog, dessen 20 cm starke Decke von vier unter den Schienen verlaufenden Rippenbalken getragen wird (Abb. 106 e). Die Fußsteige werden von Auskragungen des

Troges gebildet. Die vier Rippenbalken sind in der Mitte jedes Feldes durch eine Querrippe verbunden und lagern in Abständen von je 6,10 m freibeweglich (Abb. 106 g) auf zwei Stützen, die am Kopf quer zur Brückenachse durch zwei Bögen starr miteinander verbunden sind und sich mit ihrem Fuß mittels eines Stahlkugellagers auf das Gewölbe aufsetzen (Abb. 106 i u. h). Die Stützen selbst sind als hohle Eisenbetonsäulen mit quadratischem Querschnitt ausgebildet. Die Fahrbahntafel einschließlich der tragenden Balken besitzt in der Mitte der Gewölbe und über einer der den Pfeilern benachbarten Stützen eine durchgehende Querfuge. Zwischen diesen Fugen laufen die Rippenbalken durch. Im Scheitel der Gewölbe sind sie mit diesen fest verbunden (Abb. 106 f) und geben hier die Bremskräfte an die Gewölbe ab. Der Fahrbahntrog erhält im Innern eine Asphaltplattenauskleidung, die durch eine schwache Betondecke mit Drahtnetzeinlage gegen Beschädigungen geschützt wird.

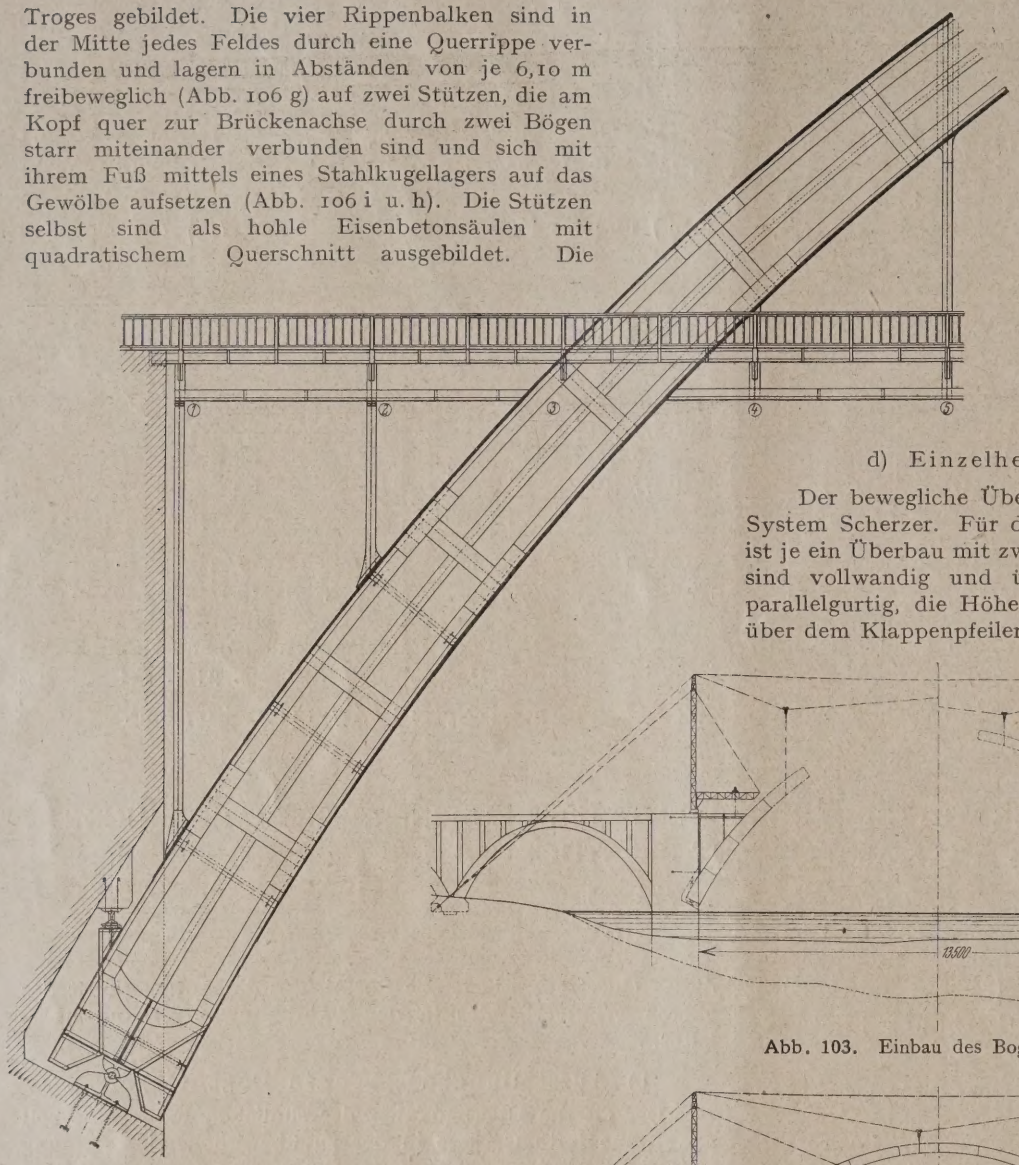


Abb. 101.
Ansicht des Bogens am Ende.

d) Einzelheiten der Klappbrücke.

Der bewegliche Überbau ist eine Klappbrücke nach dem System Scherzer. Für die beiden Gleise jedes Bauabschnittes ist je ein Überbau mit zwei Hauptträgern vorgesehen. Letztere sind vollwandig und über der freizumachenden Öffnung parallelgurtig, die Höhe der Stegbleche beträgt hier 2,50 m; über dem Klappenpfeiler sind die Untergurte der Hauptträger,

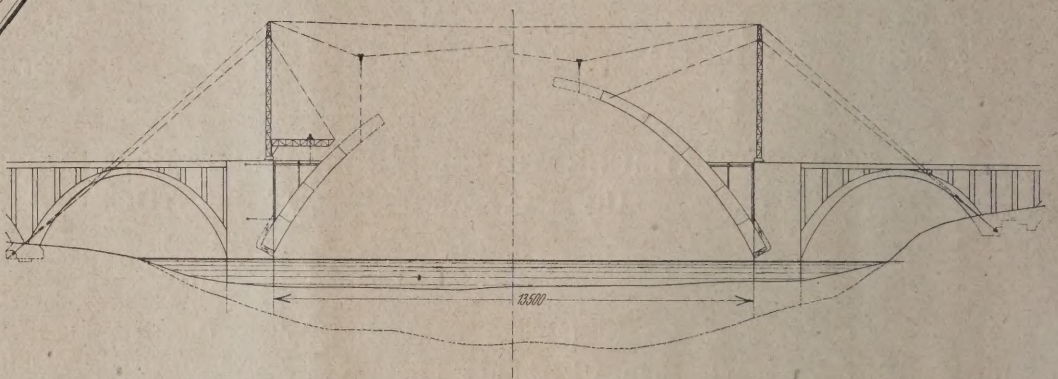


Abb. 103. Einbau des Bogens.

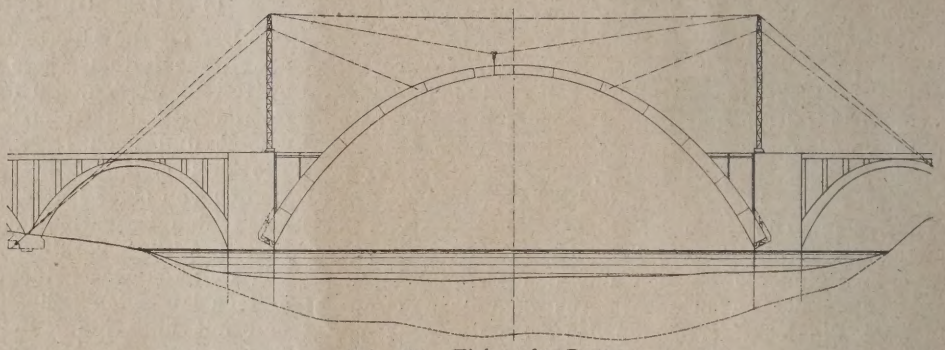


Abb. 104. Einbau des Bogens.

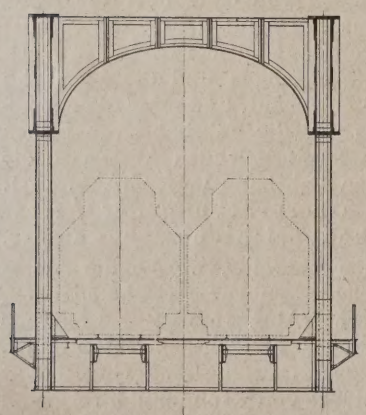


Abb. 102.
Querschnitt am Querträger 5 (Abb. 101) mit Portal.

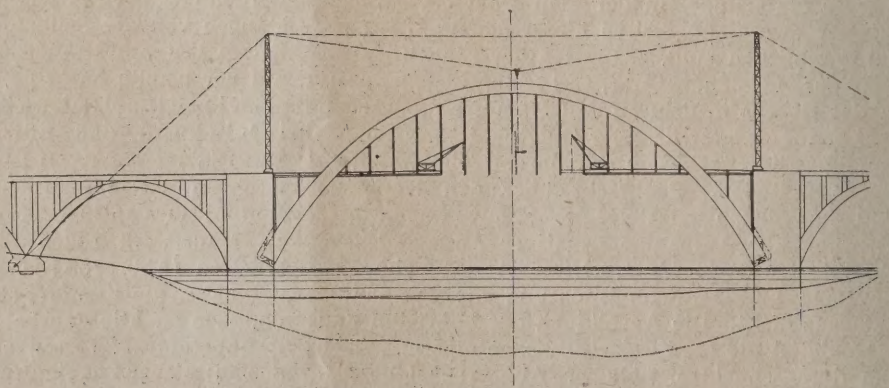


Abb. 105. Einbau der Fahrbahn.

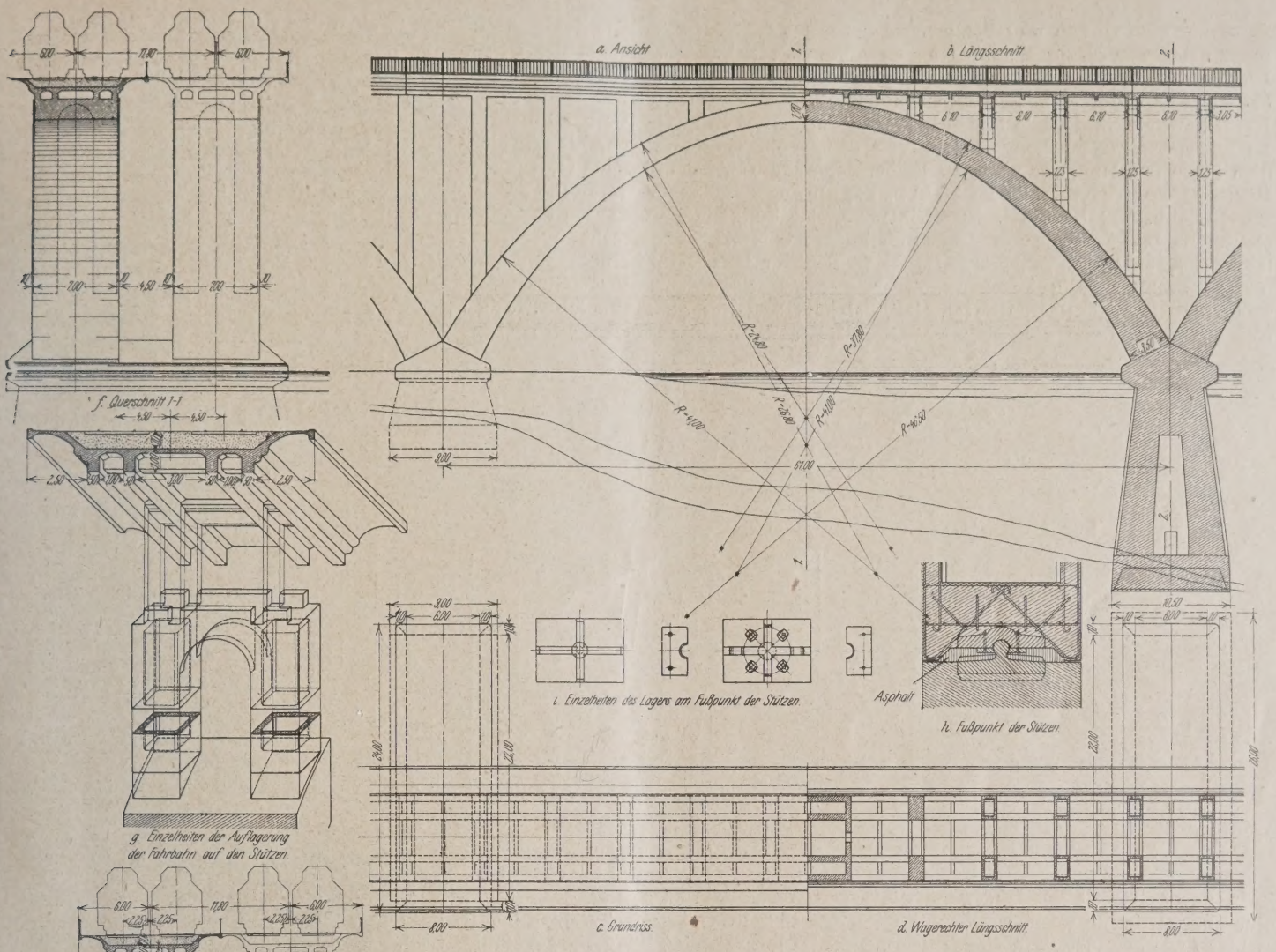


Abb. 106. Gewölbe.

die unmittelbar auf den Zahnsegmenten ruhen, zur Unterbringung der letzteren etwas in die Höhe gezogen (Abb. 107a). Im weiteren Verlauf sind die Hauptträger unter die feste Überbrückung des Klappenkellers geführt. Im geschlossenen Zustande der Klappbrücke ruhen die Hauptträger am freien Ende des langen Armes 0,6 m von der Vorderkante des Pfeilers auf beweglichen Lagern, 1,0 m von der Vorderkante des Klappenpfeilers mit den Zahnsegmenten auf den Rollbahnen und sind am Ende des kurzen Armes durch eine Verriegelung gestützt, die aufwärts und abwärts gerichtete Kräfte aufnehmen kann. Durch ein am Ende des kurzen Armes untergebrachtes Gegengewicht aus Beton und Eisenschrott, das durch Eingießen von Blei in zwei Hohlräume noch nach Bedarf ausgeglichen werden kann, ist das Eigengewicht der Klappbrücke so ausbalanciert, daß der Schwerpunkt in jeder Lage mit dem Drehpunkt zusammenfällt. Die Längs- und Querträger des Fahrbahnträgergerippes der Klappe sind zur Erhöhung der Steifigkeit der Klappe aus hohen genieteten Blechträgern gebildet. In der Ebene der Untergurte der Hauptträger liegt ein Windverband. Der Fahrbahnbelag besteht aus gelochten Blechen, um das Eigengewicht der Klappe niedrig zu halten und den Winddruck auf die aufgerichtete Klappe nach Möglichkeit zu vermindern. Die Trennungsfuge zwischen dem beweglichen Überbau und der festen Überbrückung des Klappenkellers liegt 5,8 m hinter dem Drehpunkt der Klappe im geschlossenen Zustande. Die Triebstangen fassen auf den Außenseiten der beiden Hauptträger an den Köpfen von Wellen an, die in den Hauptträgern und den benachbarten Längsträgern der Fahrbahn gelagert sind. Der Motor zum Öffnen und Schließen der Klappe und das erste schnell laufende Vorgelege sind seitlich des Überbaues, die anderen Triebvorrichtungen unter der Fahrbahn der festen Überbrückung des Klappenkellers untergebracht. Außer diesem Motor sind noch 2 andere Motore vorgesehen, von denen der eine die Verriegelung am Ende des kurzen Armes und der andere die lösbaren Schienenstoßverlaschungen zwischen den Schienen des freien Endes des langen Armes und den Schienen der anschließenden festen Überbrückung betätigt. Der Motor zum Bewegen der Klappe besitzt eine Leistung von 80 PS bei 480 Umdrehungen in der Minute; die beiden anderen Motore weisen eine Leistung von je 5 PS bei 750 Umdrehungen in der Minute auf. Das Lösen und Schließen der Verlaschung und Verriegelung erfordert 15 Sekunden. Die

Zeitdauer zum Öffnen und Schließen der Klappe für sich beträgt bei einem Winddruck bis zu 50 kg/qm 45 Sekunden. Die Verriegelung am Ende des kurzen Armes wird dadurch bewirkt, daß durch 2 Schraubenspindeln mit Links- und Rechtsgewinde zwei Keile von den beiden Seiten her in zwei Lagerkörper eingeschoben werden, von denen der eine mit dem Ende der Hauptträger der Klappe, der andere mit dem Pfeilermauerwerk verbunden ist (Abb. 107 a).

In Abb. 108 ist die lösbare Schienenverlaschung dargestellt. Beide Laschen, von denen die äußere eine Auflauflasche ist, sind um senkrechte, an der Schiene befestigte Achsen drehbar. Die Laschen können nur gelöst werden, wenn die Eisenbahnsignale auf: „Halt" stehen, und nur angelegt werden, wenn die Klappe verriegelt ist. Die Klappe kann nur entriegelt werden, wenn die Laschen gelöst sind, und nur verriegelt werden, wenn die Klappe sich in wagerechter Lage befindet. Ein Heben der Klappe ist nur möglich, solange sie entriegelt ist.

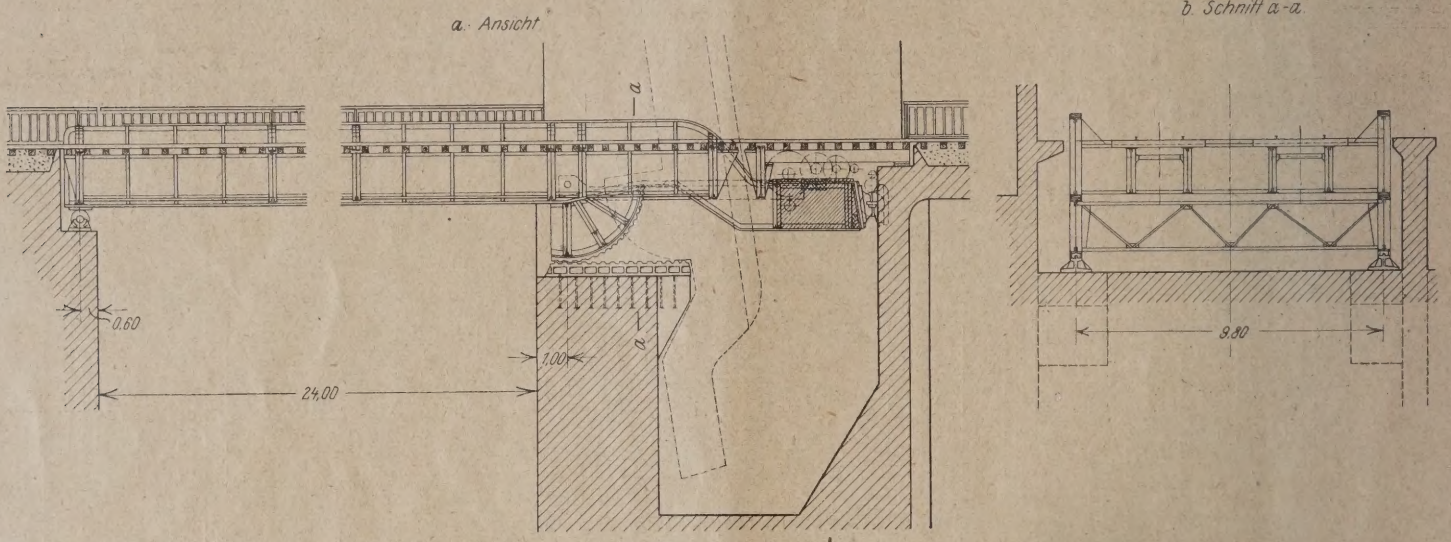


Abb. 107. Klappbrücke.

Die Feldweite beträgt in allen drei Öffnungen 7 m. Die Obergurte der Überbauten der Seitenöffnungen liegen in gleicher Höhe mit dem wagerecht verlaufenden Teil des Zugbandes. Der mittlere Überbau erhält 2 Windverbände. Der untere Verband liegt in der von den Zugbändern und beiderseits von den beiden letzten Untergurtstäben gebildeten Fläche, seine Gurtungen sind die Zugbänder und die genannten Untergurtstäbe. Der obere Verband liegt in der Fläche der Oberkanten der Obergurte und reicht beiderseits bis zu den senkrecht über den Anschlußpunkten des Zugbandes liegenden Knotenpunkten. Hier werden die Auflagerkräfte dieses Verbandes durch senkrechte Portale dem unteren Windverband zugeführt. Die beiden Kragarme besitzen in der Ebene der Obergurte einen wagerechten Verband, dessen quer zur Brückenachse gerichtete Auflagerseitenkraft von einer Dreieckverbindung in der Ebene der Auflagerpfosten den Auflagern zugeführt wird. Die eingehängten Träger erhalten ebenfalls in der Ebene der Obergurte einen wagerechten Verband, dessen Auflagerkräfte einerseits an den Kragarmwindverband und anderseits durch eine Dreieckverbindung in der Ebene der Endpfosten an die Auflager abgegeben werden.

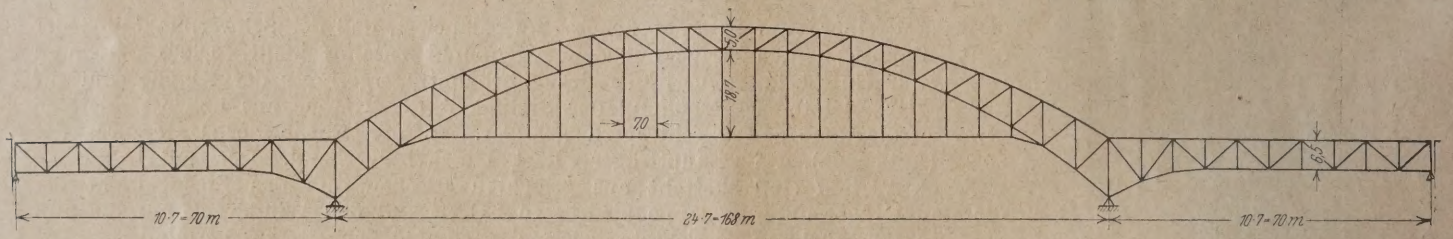


Abb. 109. Überbau über der südlichen Fahrstraße.

8. Entwurf „Ferrum" (Abb. 25 u. 26 auf S. 38).

a) Einzelheiten des Überbaues über der südlichen Fahrstraße.

Für die beiden Gleise jedes Bauabschnittes ist je ein Überbau mit zwei Hauptträgern vorgesehen, deren Mitten 10 m voneinander entfernt sind. Der die Mittelöffnung überbrückende Überbau ist ein 168 m weit gespannter Zweigelenkbogen mit Zugband, das beiderseits an dem — vom Auflagerpunkt gerechnet — zweiten Knotenpunkt angreift (Abb. 109). Das Zugband ist beiderseits in dem letzten Felde zu seinem Anschlußpunkte heruntergezogen, im übrigen Teil verläuft es wagerecht. Die Höhe des Bogens beträgt über den Auflagern 13 m und in der Mitte 5 m, der Untergurt erhebt sich in der Mitte 18,7 m über das Zugband. Der Bogenträger kragt beiderseits je 14 m weit in die Seitenöffnungen vor. Auf die Enden dieser Kragarme stützen sich mittels Druckpendel 56 m weit gespannte gegliederte Balkenträger von 6,5 m Höhe.

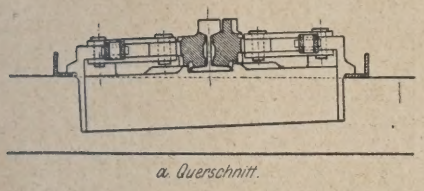
b) Aufstellung des Überbaues über der südlichen Fahrstraße.

Die seitlichen Überbauten sollen in üblicher Weise auf festen Gerüsten aufgestellt werden (Abb. 110). Der mittlere Überbau soll dann von den seitlichen Überbauten aus, deren Gelenke vorübergehend ausgeschaltet werden, ohne Gerüste frei vorgebaut werden (Abb. 111). Beim weiteren Vorschreiten des freien Vorbaues würden die Kräfte in dem fertigen Teil des Überbaues ohne weitere Vorrichtungen zu große Werte annehmen. Deshalb ist eine Verankerung des Bogens mit dem Ende des seitlichen Überbaues vorgesehen (Abb. 112). Die Vorbaukrane laufen zunächst in Höhe des wagerechten Teiles dieser Verankerung, später auf einer Bühne, die auf den Bogenobergurten vorgeschoben wird. In den mittelsten

Knotenpunkt des Bogenuntergurtes wird ein Gelenk eingeschaltet; die beiden mittleren Obergurtstäbe bleiben zunächst fort. Nachdem das Zugband eingebaut und vernietet ist, wird die Verankerung gelöst und die Ausschaltungsvorrichtung der Gelenke in den Seitenöffnungen entfernt, wodurch der Bogen als statisch bestimmtes Gebilde freigesetzt wird. Erst nach dem Aufbringen der gesamten ständigen Last sollen schließlich die noch fehlenden Obergurtstäbe eingebaut werden. Für die Beanspruchungen aus den Betriebslasten wirkt dann der Überbau als einfach statisch unbestimmter Zweigelenkbogen mit Zugband.

c) Einzelheiten der Klappbrücke.

Der bewegliche Überbau ist eine zweiflügelige Klappbrücke mit festen Drehachsen. Für jedes Gleis ist ein Überbau mit zwei Hauptträgern vorgesehen (Abb. 113). Die beiden Überbauten jedes Bauabschnittes erhalten aber eine gemeinsame Antriebvorrichtung (Abb. 113 c). Die feste Drehachse jedes Hauptträgers ist in den Köpfen zweier eiserner Böcke gelagert, deren Grundschwellen eingemauert sind (Abb. 113a) und die in der Querrichtung unter sich und mit den Böcken der benachbarten Hauptträger verstrebt sind (Abb. 113 c). An den senkrechten Pfosten der Böcke sind die Vorgelegewellen der Antriebvorrichtung befestigt. Die Ritzel wirken auf eine Triebstockverzahnung, die an dem kreisförmig gestalteten Untergurt der Hauptträger angebracht ist (Abb. 113a u. c). An dem Ende der kurzen Arme hängt drehbar das Gegengewicht, welches das Eigengewicht der Brücke so ausgleicht, daß der Schwerpunkt mit dem Drehpunkt zusammenfällt. Im geschlossenen Zustande werden die beiden Klappen in der Mitte durch starke Riegel miteinander verbunden. Die Riegel liegen auf der Innenseite jedes Hauptträgers (Abb. 113 b); ihre Lager werden von den Hauptträgern und kleinen Längsträgern, die dicht neben den Hauptträgern liegen und an den Querträgern angeschlossen sind, getragen. 80 cm von der Vorderkante des Klappenpfeilers ruhen die Hauptträger im geschlossenen Zustande der Klappe auf einstellbaren Lagern (Abb. 113 a) und greifen am Ende des kurzen Armes unter kleine Träger, die durch ⌶-Eisen mit den Grundschwellen der eisernen Böcke verankert sind. An den Vorderkanten dieser kleinen Träger sind Luftpuffer angebracht, welche den Stoß der Klappe beim Schließen auffangen. Die Gleise werden mit kleinen Überbauten aus ⌶-Trägern, auf denen die Schwellen unmittelbar aufliegen (Abb. 113 c), über den Klappenkeller geführt. Die Träger stützen sich vorn mit eisernen Säulen auf den Pfeiler und ruhen hinten auf dem Mauerwerk des Pfeilers. Aus dem unteren Teil der Abb. 113 b ist aus den stark ausgezogenen Linien die Begrenzung der Abdeckungen der Klappe und der festen Überbrückung des Klappenpfeilers zu erkennen.



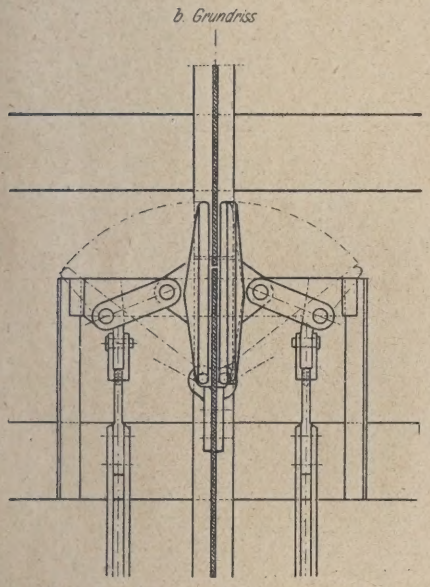


Abb. 108. Lösbare Schienenverlaschung.

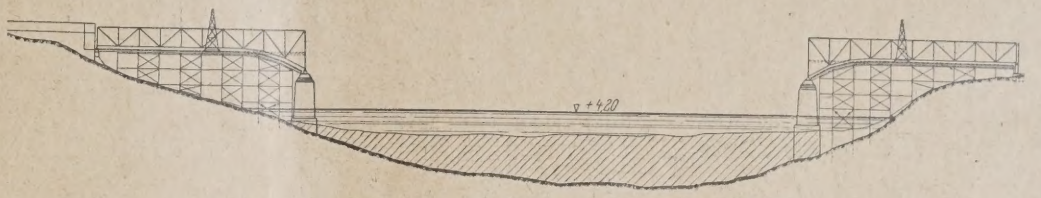


Abb. 110. Aufstellung der Überbauten der Seitenöffnungen.

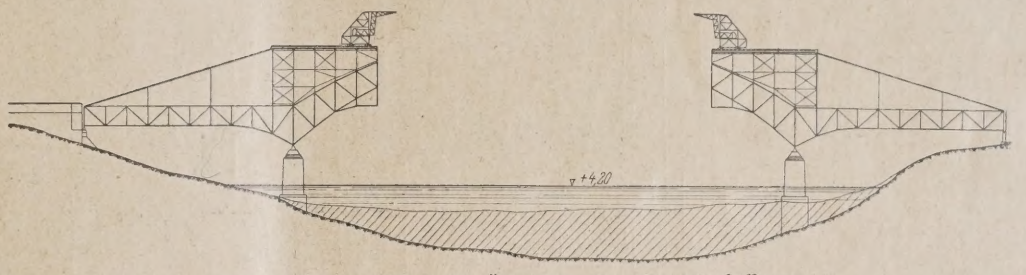


Abb. 111. Aufstellung des Überbaues über der Mittelöffnung.

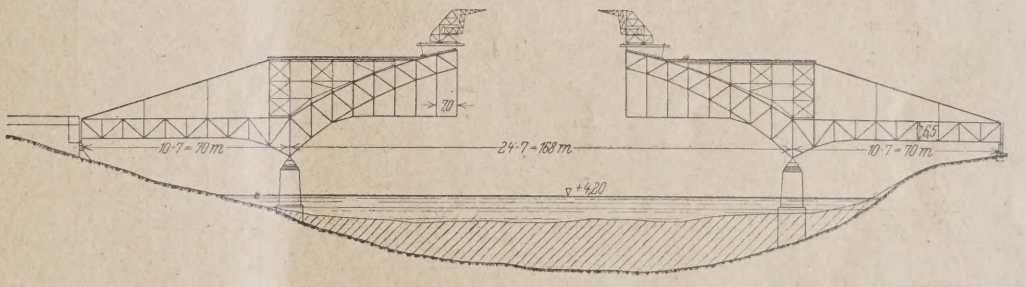


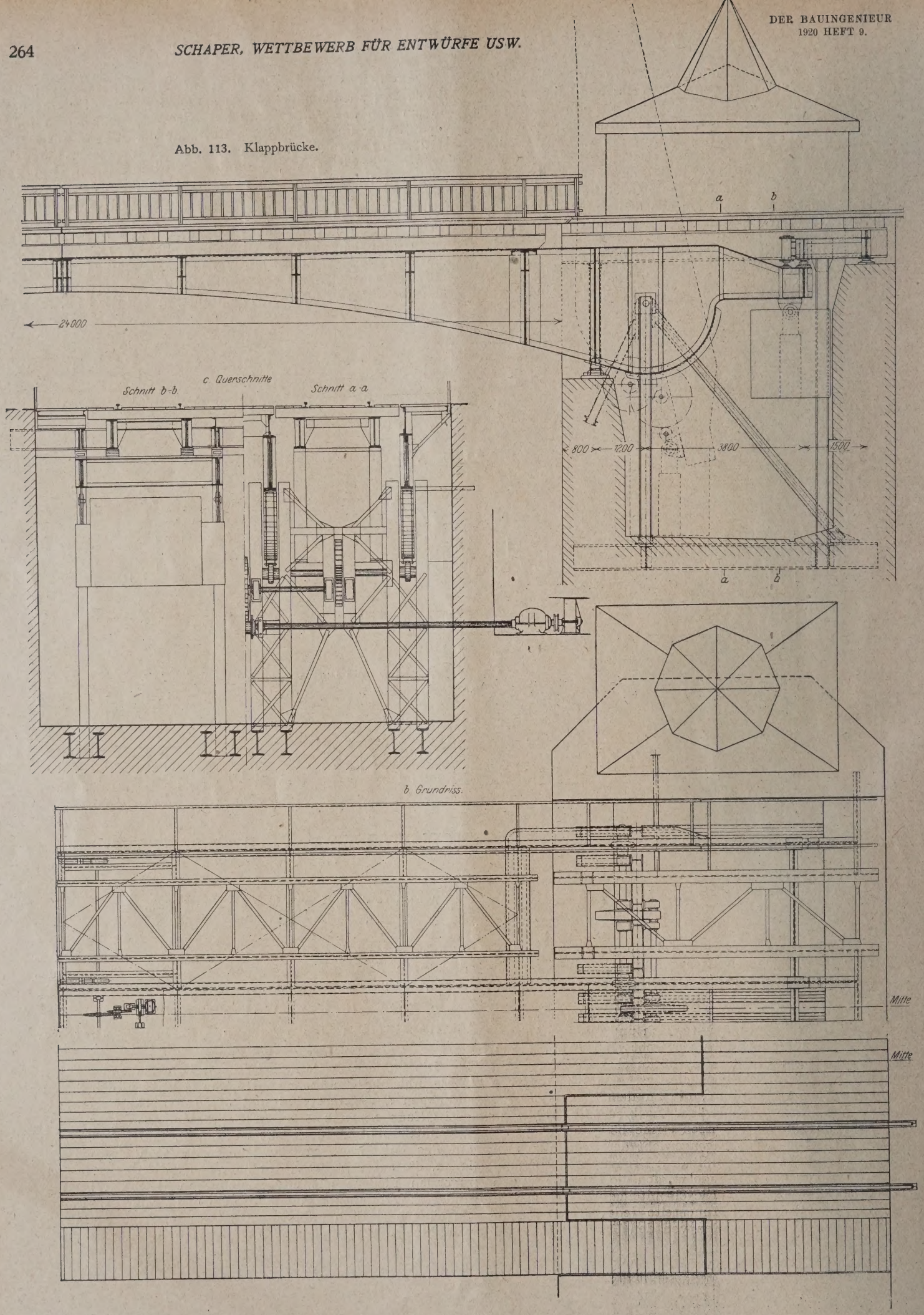
Abb. 112. Aufstellung des Überbaues über der Mittelöffnung.

9. Entwurf: „Konsol" (Abb. 27 auf S. 38).

a) Einzelheiten des eisernen Überbaues über der südlichen Fahrstraße.

Die südliche Fahrstraße ist in drei Öffnungen von einer Auslegerhochbrücke überspannt, deren Gelenke in den Seitenöffnungen angeordnet sind und deren Überbauten in allen drei Öffnungen ganz über der Fahrbahn liegen (Abb. 114). Der mittlere Überbau ist mit den hohen, kräftigen, fast bis auf das Mittelwasser reichenden, gegliederten eisernen Pylonen, die auf den nur 2,8 m über das Mittelwasser hervorragenden Pfeilern mit unverschieblichen Gelenken gelagert sind, fest verbunden; er bildet also mit den Pylonen zusammen ein einfach statisch unbestimmtes Gebilde; seine Stützweite von Mitte zu Mitte Pylonenfuß beträgt 110 m. In die südliche

Abb. 113. Klappbrücke.



Seitenöffnung kragt der mittlere Überbau 14,2 m vor und stützt hier das freie Ende des Armes der einflügeligen Klappbrücke, deren fester Drehpunkt auf dem die südliche Fahrstraße südlich begrenzenden Pfeiler liegt. Die Stützweite der Klappbrücke vom Auflagerpunkt auf dem Kragarm bis zum Drehpunkt beträgt 33,7 m. In die nördliche Seitenöffnung kragt der mittlere Überbau 14,5 m vor. Auf das Ende dieses Kragarmes stützt sich mittels unverschieblicher Bolzengelenke im Untergurt ein Überbau von 30,5 m Stützweite. Für die beiden Gleise jedes Bauzustandes ist je ein Überbau mit zwei Hauptträgern vorgesehen. Der Abstand der Mitten der Hauptträger beträgt 10 m, die Bogenfüße sind zur Erhöhung der Standsicherheit nach unten auf 12 m auseinander gezogen (Abb. 115), sie sind vom Auflager auf den Pfeilern bis zum Untergurt 23,5 m hoch; über diesen ragen die Pylonen noch 17,5 m hinaus, so daß ihre ganze Höhe 41 m beträgt. Abb. 116 zeigt die Pylone in der Ansicht in größerem Maßstabe. In der Mitte der Mittelöffnung sind die Hauptträger 8 m hoch, der Obergurt verläuft in den mittleren 8 Feldern wagerecht und steigt dann nach den Pylonenköpfen an. An den Enden der seitlichen Überbauten sind die Hauptträger 6 m hoch; der Obergurt ist hier in den drei Endfeldern wagerecht. Der Überbau besitzt zwei Windverbände, einen oberen, in der Fläche der Obergurte liegenden Verband, der in die Seitenöffnungen bis zu den Kragarmenden vorkragt (Abb. 114c), und einen unteren, in der Ebene der Untergurte liegenden Verband, der über alle drei Öffnungen durchgeht und an der Auflagerstelle der Klappbrücke natürlich die notwendigen Unterbrechungen besitzt (Abb. 114b). Die eingehängten Träger der Seitenöffnungen haben also keinen oberen Verband. Die Ausbildung der offenen Fahrbahn ist die übliche (Abb. 115). Aus bekannten Gründen ist die Fahrbahn an verschiedenen Stellen (a, b, c, d und e in Abb. 114b) unterbrochen. In jedem, durch die Unterbrechungen begrenzten Fahrbahnabschnitt liegt ein Bremsverband. Die der Brückenachse gleichgerichteten wagerechten, auf den Überbau mit Ausnahme der Klappbrücke wirkenden Kräfte werden durch die Bremsverbände den Untergurten und durch diese beiden Pylonenfüßen zugeführt, die sie ihrerseits an die Mittelpfeiler abgeben. Jedes der beiden Enden des südlichen Kragarmes des mittleren Überbaues und des Armes der Klappbrücke weist einen vollständigen, aus einem Querträger, 2 Pfosten und einem oberen Querriegel bestehenden Endrahmen auf. Die Mittellinien beider Rahmen sind 0,6 m voneinander entfernt (Abb. 114a u. 117). Von den Pfosten der Klappbrücke ragen Konsole nach vorn hervor, die in geschlossenem Zustande der Klappbrücke in die Pfosten der Kragarme hineingreifen und sich hier auf niedrige Stelzen auflegen. Die Enden der Obergurte der Klappbrücke greifen mit vorspringenden Zapfen in Führungslager, die an den Enden der Obergurte des Kragarmes angeordnet sind, hinein (Abb. 117). Abb. 118 stellt das längsverschiebliche Gelenk des unteren Windverbandes an der Übergangstelle von der Klappbrücke zum Kragarm und die in die Untergurte der Hauptträger eingebauten Riegel dar, durch welche die Klappbrücke im geschlossenen Zustande mit dem Kragarm verriegelt wird. Der Obergurt der Hauptträger der Klappbrücke ist von dem Punkte oberhalb der Vorderkante der Pfeiler in Kreisbogenform heruntergezogen, verläuft im weiteren wagerecht unter der Decke des Klappenkellers (Abb. 119) und begrenzt hier einen vollwandigen Träger, der in dem dem Pfeiler benachbarten Knotenpunkt der unteren Gurtung des gegliederten Klappenarmes angeschlossen ist. Jeder der beiden Hauptträger der Klappe faßt mit seinem vollwandigen Teil um einen festen Drehzapfen herum, der beiderseits in je einem vollwandigen Träger gelagert ist (Abb. 120). Jedes Paar dieser Zapfenträger ist gemeinsam mit einem festen Lager auf der Hinterwand und mit einem Zweirollenlager auf der Vorderwand des Klappenkellers gelagert (Abb. 119a und c). Im geschlossenen Zustande der Klappbrücke werden die Drehzapfen durch ein Pendeljoch entlastet, dessen Pfosten genau senkrecht unter den Drehzapfen die Hauptträger stützen (Abb. 119a u. d). Die Drehzapfen werden auf diese Weise von allen Erschütterungen durch die Betriebslasten weitgehend freigehalten, was für ihre lange Lebensdauer von großer Wichtigkeit ist. Der

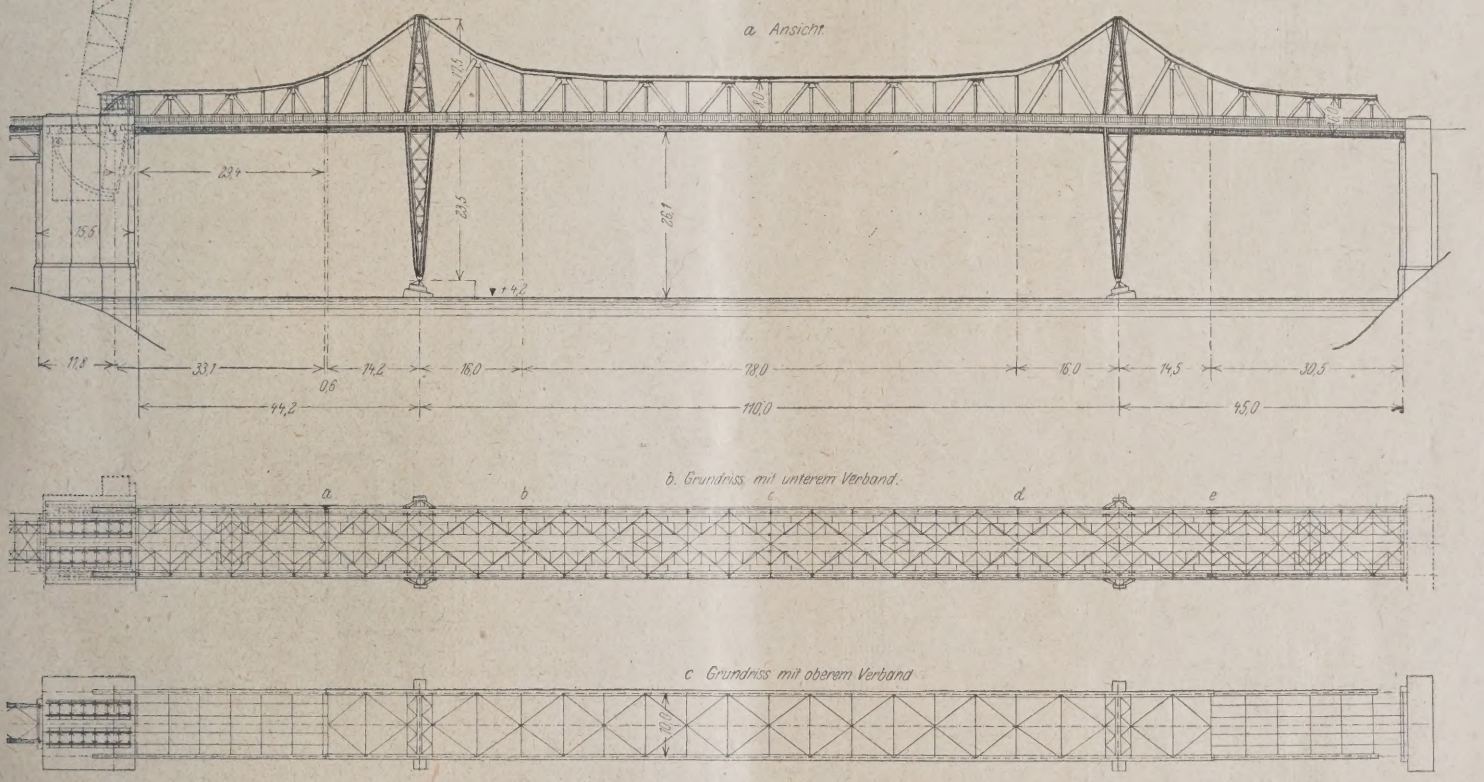


Abb. 114. Überbau über der südlichen Fahrstraße.

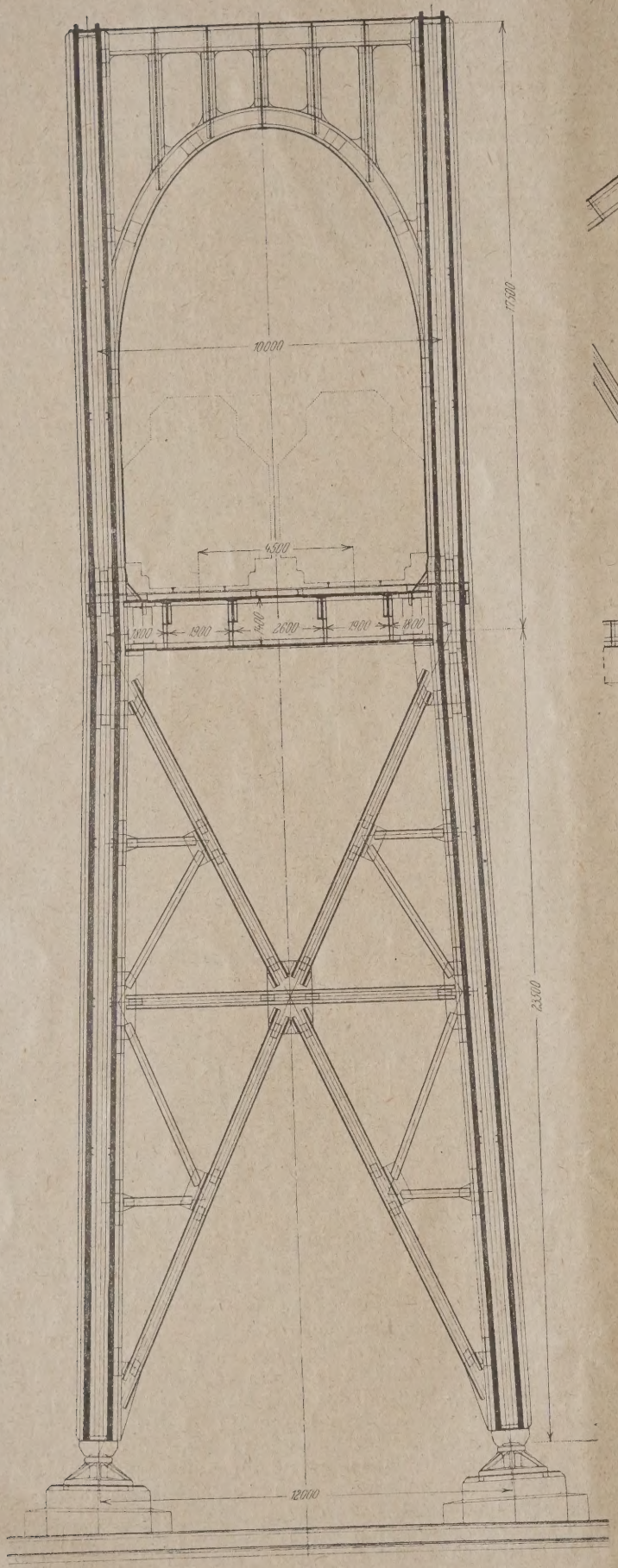


Abb. 115.
Querschnitt über den Mittelpfeilern.

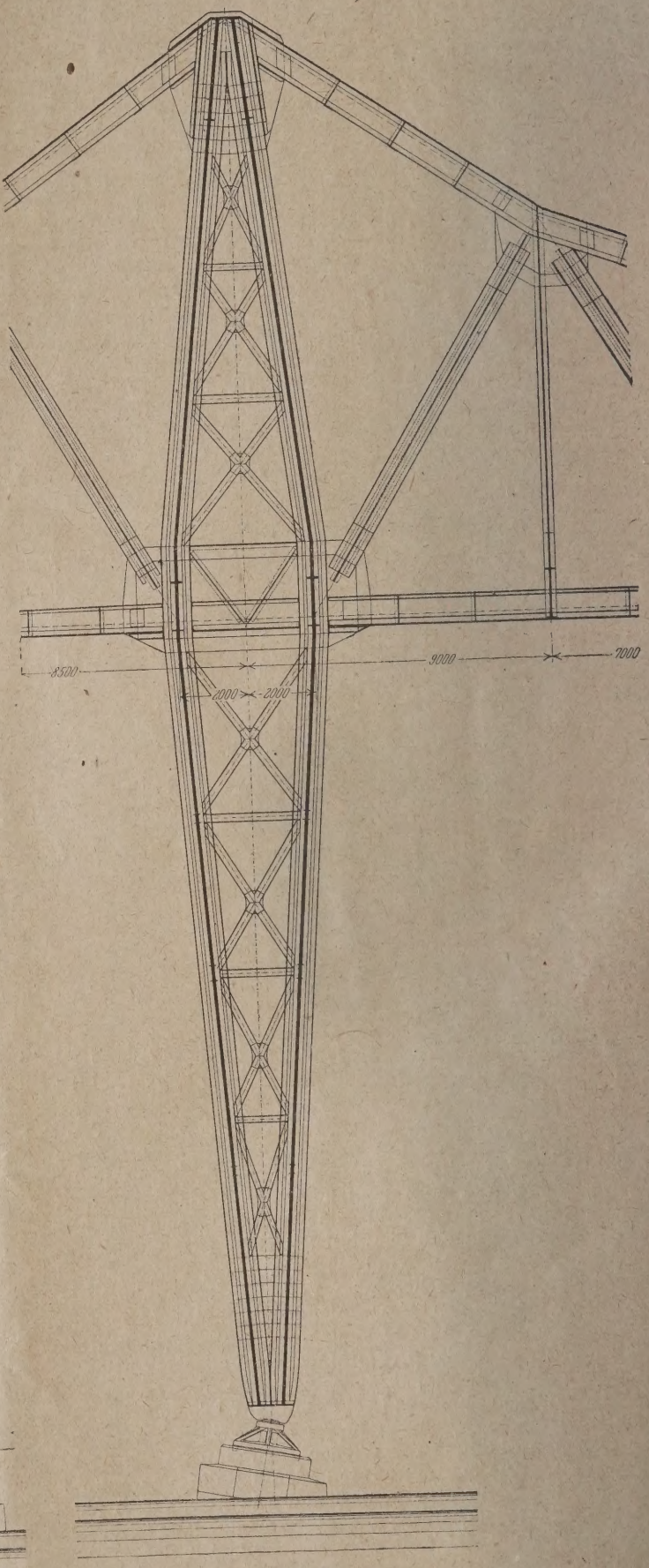


Abb. 116.
Ansicht des Hauptträgers über den Mittelpfeilern.

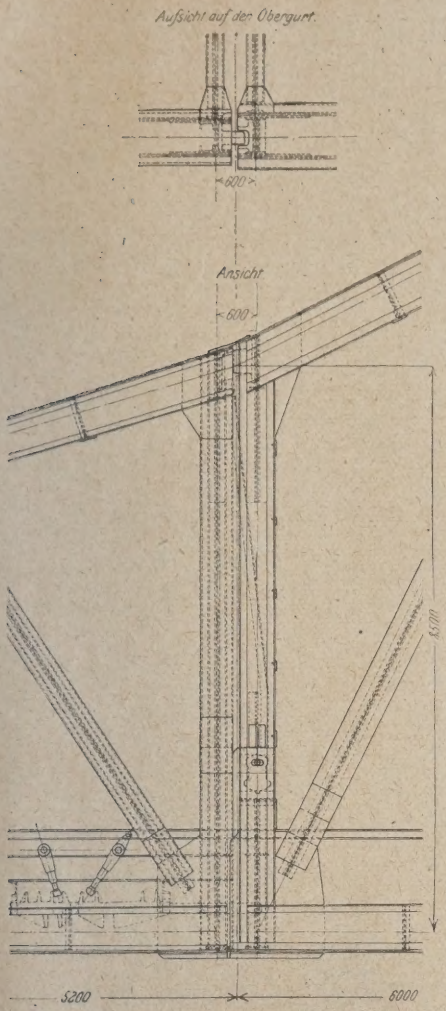


Abb. 117. Auflagerung der Klappbrücke auf dem Kragarm.

Pendelrahmen wird nicht durch eine besondere Antriebvorrichtung, sondern durch das Drehen der Klappe selbst ein- und ausgeschwenkt, und zwar dadurch, daß die Pfosten mit Gabeln (Abb. 119) um die Hauptträger herumfassen und durch fest mit den Hauptträgern verbundene Zapfen, die in die Gabeln hineingreifen, geführt werden. Die kurzen Arme der Klappe werden von den Betriebslasten nicht beansprucht. Die Gleise sind vielmehr auf zwei eingleisigen Überbauten mit wasserdichter Fahrbahn aus Buckelplatten über den Klappenkeller geführt. Die Hauptträger dieser Überbauten sind auf der Hinterwand des Klappenkellers mit festen Lagern und auf der Vorderwand mit einem gemeinsamen eisernen Pendelrahmen gelagert, der sich unter den Hauptträgerlagern in vier Punkten auf das Mauerwerk stützt (Abb. 119 a u. c). Der zwischen den Klappenkellerbrücken liegende Streifen und die seitlichen Fußwege sind durch eine wasserdichte Betondecke abgedeckt (Abb. 119 c, d, e). Die Hauptträger der Klappenkellerbrücke und die Zapfenträger sind an ihrem rückwärtigen Ende durch einen wagerechten Träger verbunden, der in den Seitenwänden des Pfeilers verankert ist (Abb. 119 b). Alle auf die Klappe im geschlossenen Zustande und auf die Klappenkellerbrücken wirkenden, wagerechten und der Brückenachse gleichgerichteten Kräfte aus dem Verkehr und die auf die hochgerichtete Klappe längs der Brückenachse wirkenden Windkräfte werden durch diesen wagerechten Träger in die Seitenwände des Pfeilers geleitet. Die beiden inneren Zapfenträger werden durch zwei beiderseits der Drehzapfen angeordnete Querriegel in festem Abstand gehalten

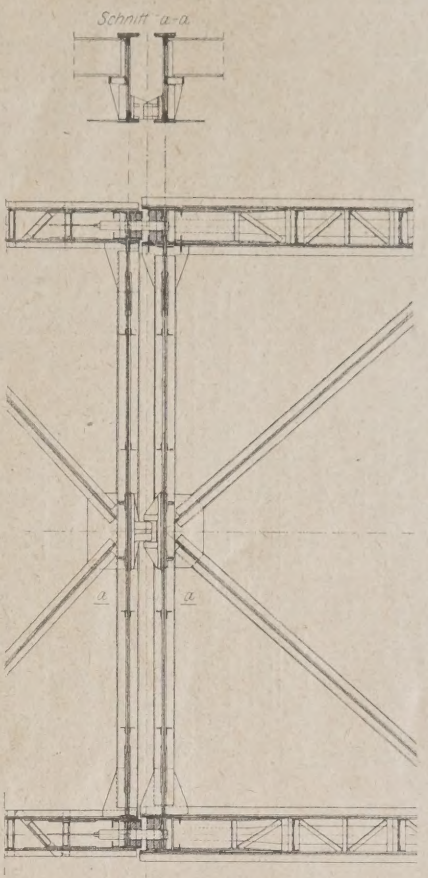


Abb. 118. Verriegelung zwischen Klappbrücke und Kragarm und Windverbandgelenk.

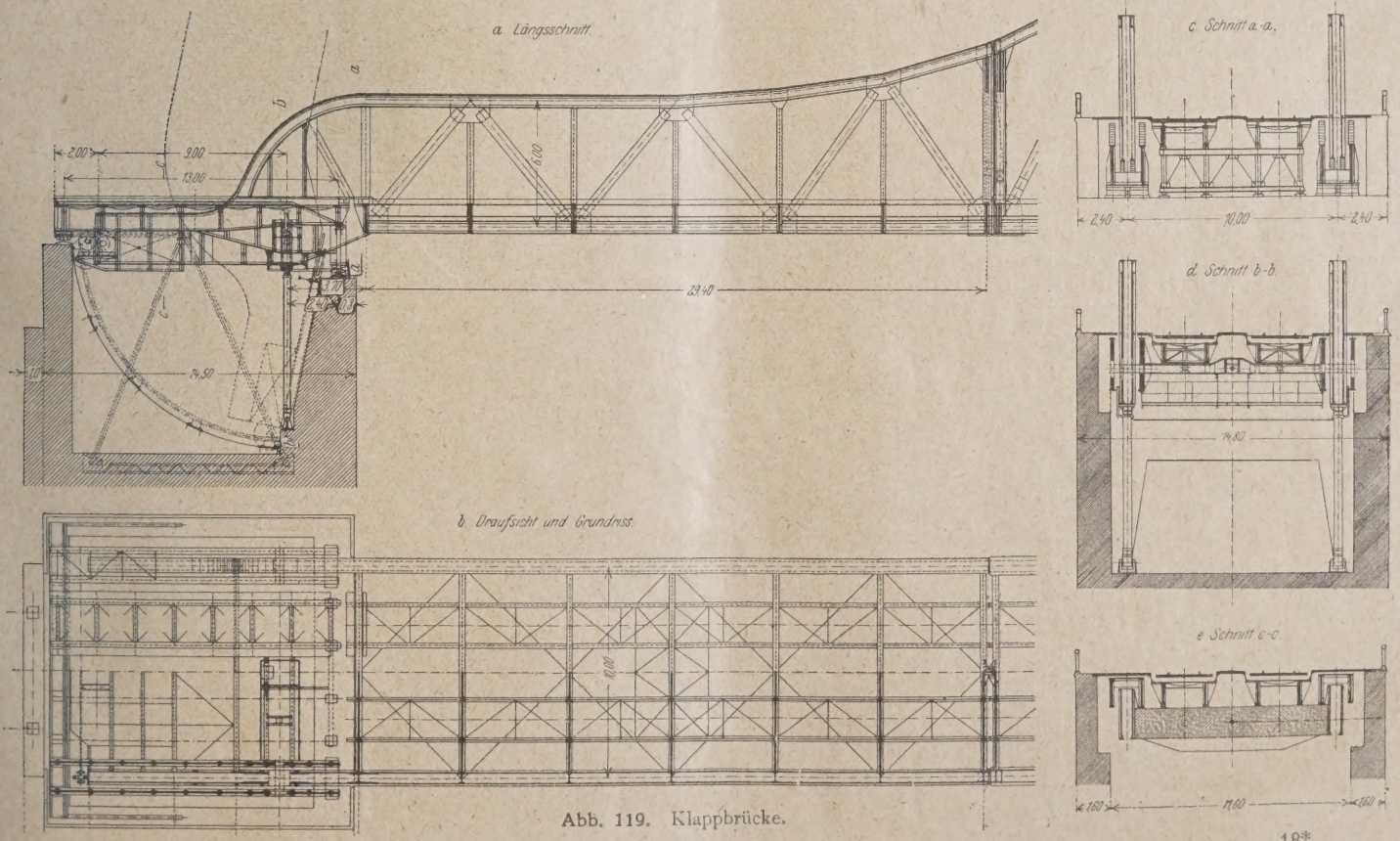


Abb. 119. Klappbrücke.

(Abb. 119 a u. d), welche außerdem die Drehzapfen selbst in ihrer Längsrichtung festlegen. Die auf die geöffnete Klappe wirkenden, quer zur Brückenachse gerichteten Windkräfte werden von diesen Querriegeln aufgenommen und durch besondere Zapfenlager in die Fahrbahntafel der Klappenkellerbrücken geleitet, welche die Kräfte an die vordere und hintere Wand des Pfeilers abgeben (Abb. 119 a). Die Zapfenlager sind in senkrechter Richtung verschieblich und demnach von den Durchbiegungen der Klappenkellerbrücken infolge Verkehrslast unabhängig. Das Gegengewicht besteht aus Gußeisenbarren, welche in einem mit Gußspänen vermischten Zementmörtel verlegt werden; es liegt in einem Trägerrost, der am Ende des kurzen Armes zwischen den Hauptträgern eingebaut ist. Hier ist auch das elektrisch betätigte Triebwerk zum Öffnen und Schließen der Klappe untergebracht. Der Motor treibt durch Rädervorgelege die an den Enden der Hauptträger angeordneten Ritzel, welche auf den in Kreisbogenform verlegten Triebstockverzahnungen abrollen (Abb. 119 a). Ein weiterer, seitlich auf dem Pfeiler in fester Lage angebrachter Motor betätigt die Verriegelung zwischen der Klappbrücke und dem Kragarm (Abb. 118) und die Verriegelung zwischen den Schienen der Klappe und des Kragarmes, die ganz ähnlich wie die in der Abb. 108) dargestellte ausgebildet ist. Der Motor zum Bewegen der Klappe hat eine Leistung von 110 PS bei 490 Umdrehungen in der Minute, der Motor zum Betätigen der Verriegelungen nur eine Leistung von 7 PS bei der gleichen Umdrehungszahl.

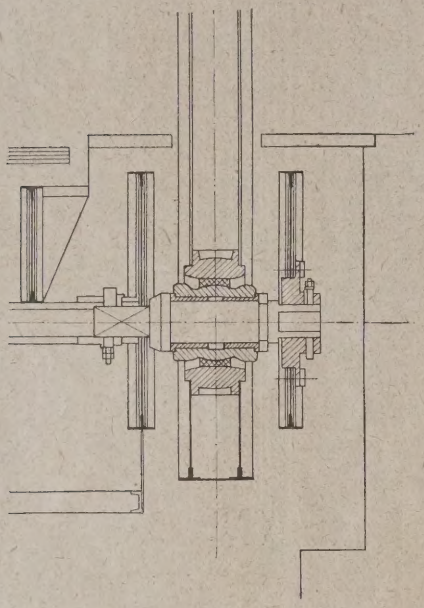


Abb. 120.

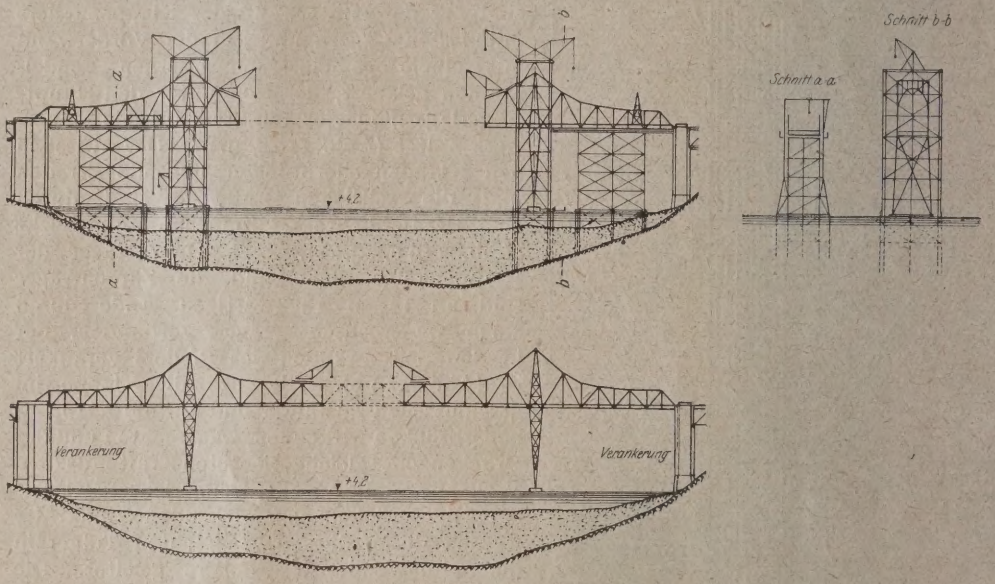


Abb. 121. Aufstellung der Hochbrücke.

b) Aufstellung der Hochbrücke.

Zunächst werden die Überbauten der beiden Seitenöffnungen auf festen Gerüsten (Abb. 121) und die Pylone mit Hilfe von hohen, um die Mittelpfeiler herum errichteten Turmgerüsten aus aufgestellt. Die Gelenke in den Hauptträgern des nördlichen seitlichen Überbaues werden durch feste Verbindungen der den Gelenken gegenüberliegenden Obergurtstäbe vorübergehend ausgeschaltet und die Hauptträger der Klappe und des Kragarmes vorübergehend im Unter- und Obergurt fest verbunden. Die auf diese Weise zu einem einheitlichen Ganzen verbundenen seitlichen Überbauten werden dann mit dem Uferpfeiler vorübergehend verankert und der Überbau der Mittelöffnung wird nun von den seitlichen Überbauten aus im freien Vorbau vorgekragt. Leichte Schwenkkrane laufen dabei auf den oberen Gurtungen der fertigen Teile und bauen die einzelnen Glieder ein. Der mittlere Überbau wird zunächst nur im Obergurt unter Einschaltung eines Gelenkes in der Mitte zusammengeschlossen. Alsdann werden die vorübergehenden festen Verbindungen zwischen den Kragarmen und den eingehängten Trägern gelöst. Dadurch wird der mittlere Überbau als statisch bestimmter Dreigelenkbogen freigesetzt. Die in diesem Gebilde auftretenden Eigengewichtsspannkräfte sind klar und eindeutig bestimmt. Zur Erzeugung der dem Eigengewicht entsprechenden, rechnungsmäßigen Spannkräfte des statisch unbestimmten Gebildes werden in den den genannten Gelenken gegenüberliegenden Untergurtstäben Wasserdruckpressen eingebaut und die beiden Trägerhälften mit der Kraft zusammengezogen, die der Spannkraft in den betreffenden Untergurtstäben des statisch unbestimmten Gebildes infolge Eigengewichtes entspricht. In diesem Zustande werden dann die beiden Trägerhälften fest vernietet. Das statisch unbestimmte Gebilde weist dann tatsächlich die rechnungsmäßigen Eigengewichtskräfte auf.

DER MITTELLANDKANAL.

Von Geheimen Baurat Volk, Berlin.

Vor kurzem ist die amtliche Denkschrift: „Der Mittellandkanal und die durch ihn bedingten Ergänzungsbauten an vorhandenen Wasserstraßen" erschienen und den beteiligten Wasserstraßenbeiräten, Behörden, Körperschaften usw. übersandt worden. Der Mittellandkanal soll durch Fortsetzung bis zur Elbe fertiggestellt und damit ein lang gehegter Wunsch nach einer durchgehenden Verbindung vom Rhein zur Elbe und zu den östlichen Wasserstraßen erfüllt werden.

Schon die Vorlage der Staatsregierung an den Preußischen Landtag vom Jahre 1899 strebte dieses Ziel an, sie wurde jedoch abgelehnt, weil man darin eine einseitige Bevorzugung der westlichen Industriegebiete zu ungunsten Oberschlesiens und des mitteldeutschen Braunkohlenbergbaues sah, auch durch die Schmälerung der Eisenbahneinnahmen eine Erschütterung der Staatsfinanzen befürchtete. Dasselbe Schicksal erlitt die Vorlage vom Jahre 1901, obwohl sie zur Ver-

meidung der befürchteten Benachteiligungen entsprechende Erweiterungen erfahren hatte. Erst nach Verabschiedung der Vorlage vom Jahre 1904 durch das Gesetz vom 1. April 1905 konnte der Mittellandkanal in dem jetzt vorhandenen Umfange, d. i. vom Rhein bis Hannover ausgeführt werden.

Die Erfahrungen des Krieges haben die Notwendigkeit des weiteren Ausbaues unserer Wasserstraßen und die Unaufschiebbarkeit der Herstellung einer leistungsfähigen Verbindung der bisher getrennten Wasserstraßennetze des Ostens und Westens erwiesen. Infolge dieser Erfahrungen und der noch bestehenden

Abb. 1. *)

Verkehrsnöte hat die preußische Landesversammlung im Dezember 1919 dringend eine Vorlage über die Fortsetzung des Mittellandkanals bis zur Elbe gefordert. Die dazu nötigen Unterlagen sind in der Denkschrift gegeben, und die Staatsregierung wird, nachdem sie die Beteiligten gehört haben wird, Entscheidung über die Linienführung treffen und der Landesversammlung alsbald eine entsprechende Vorlage zugehen lassen.

Die Untersuchungen der Denkschrift erstrecken sich auf drei Linien des Mittellandkanals:

1. die Nordlinie, welche den Vorlagen von 1899 und 1901 zugrunde gelegen hat,
2. die Südlinie, aus den ersten Entwurfsaufstellungen vom Jahre 1866 bekannt und 1912 aufs neue vorgeschlagen, und
3. die Mittellinie, die einen Ausgleich zwischen den beiden vorgenannten Linien herbeiführen will.

Zur Vermittlung des Kanalverkehrs mit dem Osten sieht die Denkschrift einen Ausbau des Ihle- und Plauer Kanals in den Abmessungen des Mittellandkanals und zum Ausgleich einer frachtlichen Benachteiligung Oberschlesiens nach Berlin die Erweiterung der Oderspreewasserstraße und den weiteren Ausbau der Oder vor.

Die Abmessungen der neuen Kanäle sind durchgehends für den Verkehr mit 1000-t-Schiffen bestimmt, wenn auch vorläufig das 600-t-Schiff wegen des Zustandes der westlichen Wasserstraßen noch die Regel bilden wird.

Die Nordlinie führt vom Kanalende bei Misburg in fast gerader östlicher Richtung bis nach Lehrte. Abweichend von dem früheren Prüsmannschen Plan verfolgt der neue Entwurf

*) Abb. 1-4 sind aus dem „Zentralblatt der Bauverwaltung" Jahrg. 1920 Nr. 16 entnommen.

nach Überschreitung der Seebeke die östliche Richtung weiter, kreuzt die Eisenbahn Lehrte—Berlin und erreicht in einer langen Geraden Vollbüttel. Im weiteren Verlauf schneidet der Kanal die Eisenbahn Gifhorn—Braunschweig und erneut die Bahn Lehrte—Berlin und bleibt dann dieser Bahn bis Öbisfelde parallel.

Hier beginnt die mit einem weit verzweigten Grabennetz durchzogene Niederung des Drömling, die bis Calvörde reicht und durch die Aller zur Weser und die Ohre zur Elbe entwässert. Die Niederung leidet bei höheren Wasserständen unter zu großer Nässe, während im Sommer eine Bewässerung erwünscht wäre. Die frühere Nordlinie durchschnitt diese Niederung und sah, um sich dem Gelände möglichst anzupassen, bei Bergfriede eine Schleuse von 1,60 m Gefälle vor. Trotz des geringen Höhenunterschiedes zwischen Kanalwasserspiegel und Gelände widersprachen die vom Kanal berührten Eigentümer dem Kanal in der Befürchtung, daß den Wiesen neben dem tieferen Unterwasser der Staustufe das Wasser entzogen werden würde. Neuere Verhandlungen haben dazu geführt, die Niederung vom Kanal unberührt zu lassen und sie südlich zu umgehen. Gelände bis jenseits der Elbe durchgeführt und von 110 auf 140 Kilometer verlängert. Mit einer Schleuse von 17,6 m Gefälle erreicht der Kanal den Ihlekanal. Die Nordlinie erhält dabei nur zwei Schleusen. Die Baulänge beträgt bis zur Elbe 140,8 km, bei Überführung über die Elbe bis zum Ihlekanal 151,4 km.

Zweigkanäle sind nach Hildesheim in Länge von 24 km mit zwei Schleusen von 10 und 8 m Steigung, nach Peine von 14 km Länge und einer Schleuse von 10 m Steigung und nach Braunschweig von 17 km Länge mit einer Schleuse von 10 m Steigung vorgesehen. Der Magdeburger Hafen wird durch einen Stichkanal von 6,5 km erreicht. Von ihm führt eine Verbindung zur Elbe für den Verkehr elbaufwärts. Damit der Verkehr mit der Elbe nicht nur auf einer Schleuse beruht, ist eine zweite Verbindung hinter der Abstiegschleuse zur Elbe geplant.

Die Südlinie zweigt vor dem Misburger Hafen nach Südosten ab, steigt bei Anderten auf Ord. NN + 65,00 m, umgeht Sehnde und Peine südlich, steigt bei Dungelbeck auf Ord. NN + 74,00 m und erreicht in weiter östlichem Verlauf die Nähe von Braunschweig. Hier biegt der Kanal in das Okertal ein, erreicht bei Wolfenbüttel die Höhe NN + 79 und über-

Abb. 2.

Nach Umgehung des Drömling verfolgt die Kanallinie das Ohretal bis Wolmirstedt und erreicht die Elbe beim Dorfe Glindenberg. Gegen den früheren Entwurf, der die Mündung bei Heinrichsberg vorsah, mußte diese nach weiter oberhalb verlegt werden, weil der die Fortsetzung bildende Ihlekanal infolge seines Ausbaues eine neue Mündung oberhalb des Dorfes Niegripp erhalten muß.

Stieg nach dem früheren Entwurf der Kanal hinter Misburg mit seiner Scheitelhaltung auf Ord. NN + 56,60 m, so sieht der neue Entwurf die Scheitelhaltung auf Ord. NN + 55,00 m vor. Damit werden die Dammstrecken und Bahnhebungen im westlichen Teil vermindert. Die Scheitelhaltung schließt bei Wieglitz ab, fällt hier mit einer Schleuse von 7,00 m und mit einer weiteren von 10,00 m Gefälle bei Wolmirstedt zur Elbe ab.

Von dem Kanalverkehr mit dem Osten wird die Elbe auf etwa 1,5 km benutzt. Da auf der Elbe Schleppzüge bis 1 km Länge zulässig sind, ist bei der Kreuzung eines Kanalschleppzuges mit einem solchen auf der Elbe ein Aufenthalt in der einen oder anderen Richtung nicht zu vermeiden. Mit Rücksicht auf den lebhaften Verkehr an der Kreuzungsstelle soll der Kanal zur Vermeidung von Aufenthalten mit einer Brücke über die Elbe geführt werden. Die Scheitelhaltung wird dazu unter geringer Verschiebung der weiteren Strecke in höheres schreitet die Oker bei Ohrum. Nach Durchschneidung der Eisenbahnlinien nördlich Börßum gelangt der Kanal in das Hornburger Bruch.

Das Hornburger Bruch hat für die Südlinie ähnliche Bedeutung wie der Drömling für die Nordlinie. Der dichte Untergrund läßt hier jedoch bei geeigneten Vorkehrungen eine schädliche Entwässerung nicht befürchten, vielmehr soll in Verbindung mit dem Kanal die Kultur der Niederung durch entsprechende Wasserhaltung in den Gräben eine Verbesserung erfahren. Die Kanallage ist dazu in der Talmulde gesucht worden.

Im weiteren Verlauf umgeht der Kanal unter Verlegung der Bode Oschersleben südlich, hinter Schwanebeck und Altenweddigen fällt er in 4 Staustufen von je 9 m Gefälle bei Westerhüsen zur Elbe ab. Seine Baulänge beträgt bis zur Mündung 153,2 km. Die Elbe wird von dem Verkehr nach dem Osten auf 26 km Länge benutzt. Eine Überbrückung der Elbe ist zwar in der Verlängerung des Kanals möglich, würde jedoch hohe Kosten erfordern. Wenn sie in Frage käme, würde sie nach Umgehung Magdeburgs im Westen an der gleichen Stelle, an der die Kanalbrücke im Zuge der Nordlinie vorgesehen ist, billiger hergestellt werden können. Vorläufig ist von einer Überbrückung der Elbe abgesehen worden, und der Kanalverkehr nach dem Osten auf deren Benutzung verwiesen. Die Elbe soll dazu zwischen den Kanalmündungen

so ausgebaut werden, daß der Kanalverkehr sie auch bei den niedrigsten Wasserständen, wie sie in den Jahren 1904 und 1911 eingetreten sind, mit vollem Tiefgang benutzen kann.

Nach dem Niedrigwasser-Regulierungsentwurf der Elbe zum Gesetz vom 24. Dezember 1911 soll die Mindesttiefe auf 1,25 m hergestellt werden. Bei Magdeburg wird nach diesem Entwurf die Felsstrecke der Elbe durch einen Umgehungskanal ersetzt, der oberhalb Prester abzweigt und oberhalb des Hafens Rothensee wieder in die Elbe mündet und bei allen Wasserständen für die Kanalschiffahrt nutzbar ist. Einer Nachregulierung für den Kanalverkehr bedarf die Elbe nur zwischen der Kanalmündung bei Westerhüsen und der oberen Abzweigung des Umgehungskanals und von dessen unterer Mündung bis zur Mündung des Ihlekanals. Diese Nachregulierung soll durch Einschränkung der Sohle so geschehen, daß eine Mindestwassertiefe von 1,60 m erreicht wird; die weiter nötige Wassertiefe bis 1,95 m soll durch Zugabe von Wasser durchgeführt wird und dort eine Verbindung mit der Saale erhält. Der Zweigkanal hat bis Bernburg eine Länge von 29 km und bleibt bis zum Abstieg zur Saale auf der Höhe der Scheitelhaltung des Hauptkanals.

Bei der Umarbeitung der vorgenannten Linien tauchte der Gedanke an einen Mittelweg auf, die beiden großen Verkehrsorte Peine und Braunschweig unmittelbar zu berühren, im übrigen aber der Nordlinie zu folgen und wurde im Sommer 1917 in der damaligen Kanalbaudirektion zu Hannover bearbeitet. Derselbe Gedanke fand in dem von Prof. Franzius veröffentlichten Entwurf der Mittellinie Ausdruck[1]). Die Mittellinie folgt dem Zuge der Südlinie bis Peine, geht dann nach Osten weiter und kann auf drei verschiedenen Wegen die Nordlinie erreichen. Die kürzeste und voraussichtlich günstigste umgeht die Rieselfelder bei Braunschweig nördlich, läuft dann an Gr. Schwülper und Ohnhorst vorbei und erreicht bei Fallersleben die Nordlinie, zu der sie mit einer Schleuse von 10 m

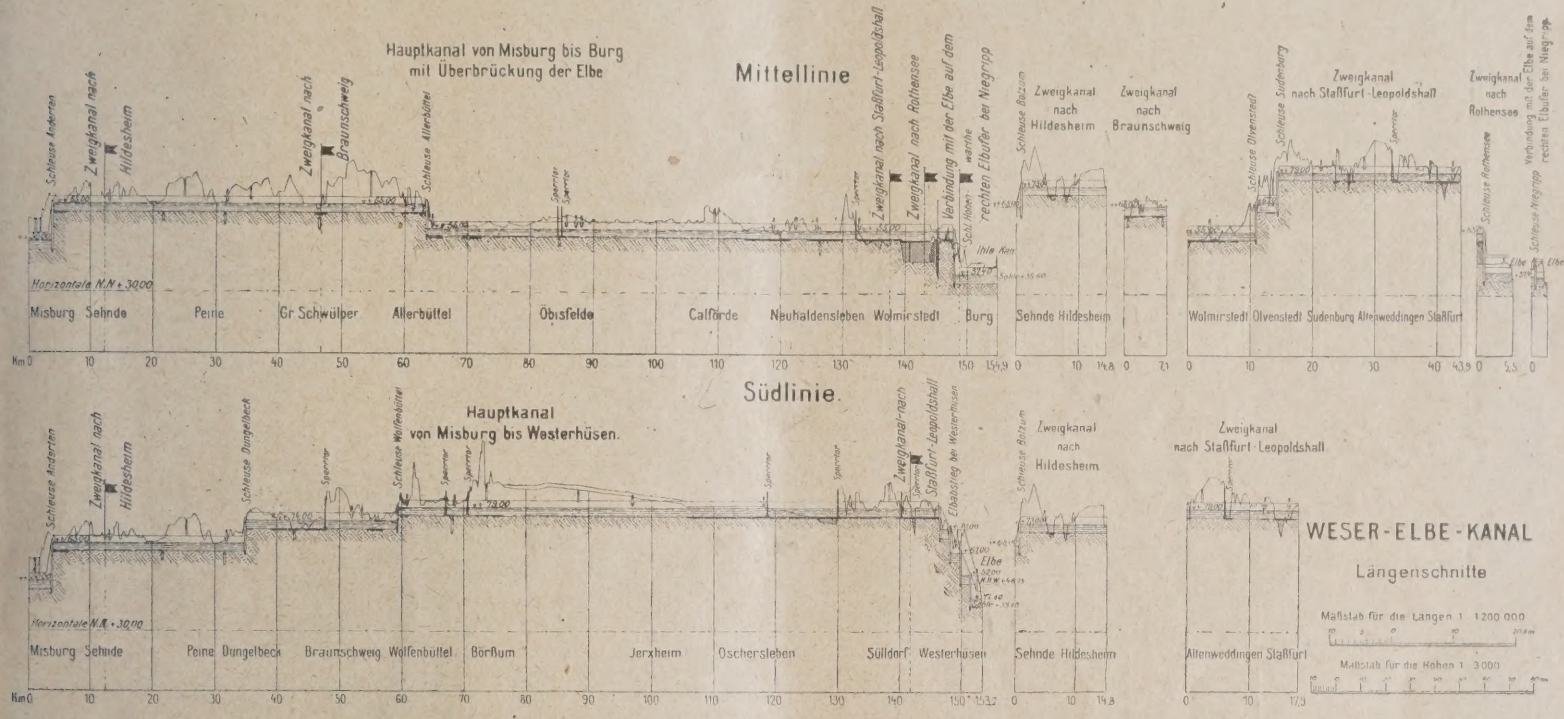


Abb. 3.

aus einer Talsperre an der oberen Saale von rd. 200 Millionen Kubikmeter Inhalt beschafft werden. Die Tiefe von 1,95 m reicht für die jetzt verkehrenden Schiffe von 1,75 m Tiefgang aus. Verkehren später nach Umbau der westlichen Wasserstraßen Schiffe von 2,00 m Tiefgang, so wird die dazu nötige Tiefe durch Zugabe von Wasser aus einer zweiten noch möglichen Talsperre an der Saale von ebenfalls rd. 200 Mill. cbm Wasser erreicht werden. In den Baukosten für die Südlinie ist ein Betrag von 4,2 Mill. Mark für die weitere Regulierung der Elbe und ein solcher von 5 Mill. Mark zur Verwirklichung der Talsperre in der Saale enthalten.

Der Kanalverkehr kann sich auf der Elbstrecke zwischen Westerhüsen und Prester von rd. 4 km Länge wie der Verkehr aus einem Hafen in den Elbverkehr einreihen und die Elbe an geeigneter Stelle kreuzen, ohne daß eine gegenseitige Behinderung der Schleppzüge zu erwarten ist. Auf der längeren Strecke von der unteren Mündung des Umgehungskanals bis zu der des Ihlekanals begegnen sich Schleppzüge, ohne daß ein Kreuzen nötig wird. Der Zweigkanal nach Hildesheim erhält eine Länge von 14,8 km und eine Schleuse von 8,00 m Steigung. Peine und Braunschweig werden unmittelbar berührt.

Die Südlinie führt so nahe an den Kali- und Salzlagerstätten bei Staßfurt vorbei, daß ein Zweigkanal in dieses Gebiet vorgesehen worden ist, der zweckmäßig bis Bernburg Gefälle abfällt. Braunschweig wird nicht unmittelbar berührt, sondern erhält einen Stichkanal von rd. 7 km Länge. Im übrigen folgt die Mittellinie der Nordlinie und wird nach dem Vorschlage von Prof. Franzius mit einer Brücke über die Elbe geführt. Ihre Baulänge beträgt von Misburg bis zur Einmündung in den Ihlekanal 154,9 km.

Der Zweigkanal nach Hildesheim ist wie bei der Südlinie vorgesehen; der Stichkanal zum Hafen Rothensee und die Verbindungen mit der Elbe sind in gleicher Weise wie bei der Nordlinie angeordnet. Um die der Südlinie zufallenden Verkehrsgebiete bei Staßfurt auch der Mittellinie zu erschließen, ist nach dem Vorschlage von Prof. Franzius ein Parallelkanal zur Elbe nach Bernburg vorgesehen. Dieser zweigt bei Wolmirstedt von der Mittellinie ab, umgeht Magdeburg westlich, wo er in zwei Stufen von je 12 m Steigung auf die Haltung NN + 79,00 m ansteigt und verläuft von Altenweddigen wie der Zweigkanal von der Südlinie. Seine Länge beträgt bis Bernburg 56,5 km.

Bei Beginn der Demobilmachung im November 1918 folgte die preußische Staatsregierung der Aufforderung des

[1]) Franzius, Denkschrift, betreffend die Vollendung des Mittellandkanals durch Ausbau der Mittellinie als kürzeste Verbindung der Städte Hannover, Peine, Braunschweig, Magdeburg und Berlin, Magdeburg 1918.

Reiches Arbeitsgelegenheit zu schaffen, und nahm das der Süd- und Mittellinie gemeinsame Kanalstück bis Peine und den Anschlußkanal nach Hildesheim in Ausführung. Damit scheidet die Nordlinie aus dem Wettbewerb aus, wenn man nicht das in Angriff genommene Kanalstück als Zweigkanal betrachten will. Die weiteren Erörterungen beziehen sich demnach nur noch auf die Süd- und Mittellinie.

Dem Kanal ist das Profil des Ems-Weser-Kanals mit dem um 0,50 m angespannten Wasserspiegel zugrunde gelegt, das bei 34,0 m Spiegelbreite einen Wasserquerschnitt von 81 qm hat. Die Uferbefestigung besteht aus Steinbewurf, der sich beim Ems-Weser-Kanal gut bewährt hat und billig in der Unterhaltung ist. Die Dämme der Auftragsstrecken erhalten einen nach den neueren Erfahrungen gestalteten Querschnitt, wie ihn die Abbildung zeigt. Diese läßt erkennen, daß in dem so gestalteten Profil sowohl Kanalschiffe von 9,00 m Breite und 2,00 m Tiefgang mit 1000 t Tragfähigkeit wie auch breite Flußschiffe von 10,50 m Breite bei 1,50 m Tiefgang mit derselben Tragfähigkeit verkehren können.

Die Mittellinie sieht eine Überbrückung der Elbe vor. Die Kanalbrücke überspannt die Fahrrinne des Stromes mit einer Öffnung von 100 m Lichtweite und bleibt mit ihrer Unterkante 4,00 m über dem höchsten bekannten Hochwasser. Die gesamten Durchflußöffnungen erhalten eine Breite von 800 m. Der Trog wird 30,00 m breit und 2,50 m tief.

Die Bäche von örtlicher Bedeutung werden, wo die Höhenlage es gestattet und keine Gefahr der Verschmutzung vorliegt, in den Kanal eingeleitet, sonst dem nächsten Vorfluter zugeführt und mit diesem unter dem Kanal her gedükert oder über ihn fortgeleitet.

Liege- und Wendestellen werden in entsprechenden Abständen angelegt werden. Die Anlage von Häfen bleibt Sache der Beteiligten.

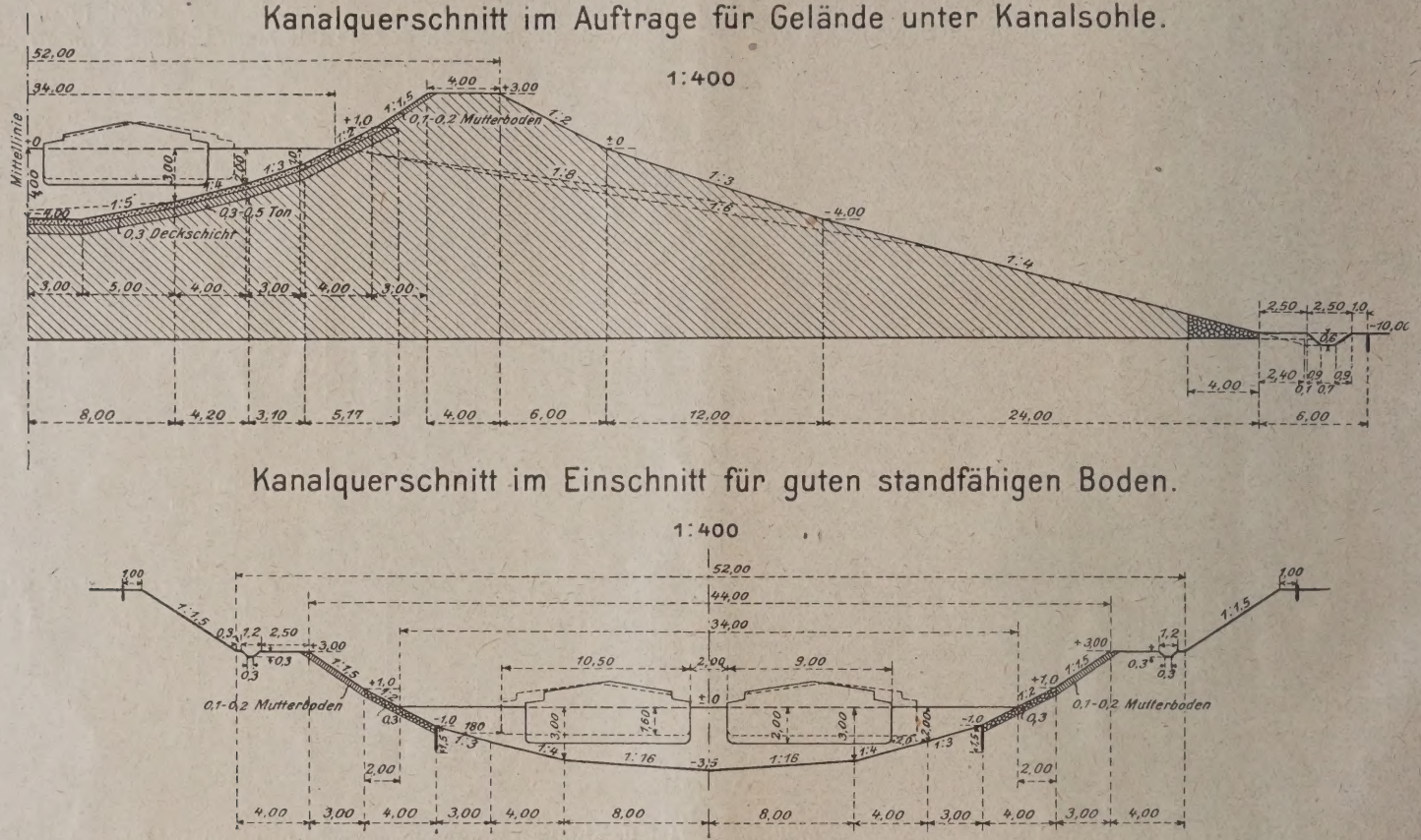


Abb. 4.

Nach eingehenden Untersuchungen über die Baukosten bei verschiedenen Höhenlagen des Kanalpeils zum Grundwasserspiegel wurde der Kanalwasserspiegel so gelegt, daß er im allgemeinen unter dem Grundwasserstande bleibt. Dort, wo er höher zu liegen kommt, werden eine ausreichende Dichtung und entsprechende Seitengräben das Nachbargelände gegen Versumpfung schützen. Die Dichtungsarbeiten sind sehr teuer, sie werden durch tieferes Einschneiden des Kanals nach Möglichkeit vermieden.

Die Brücken überspannen das ganze Kanalprofil mit 41,00 m Lichtweite und liegen mit ihrer Unterkante mindestens 4,00 m über dem Kanalwasserspiegel. Zur Ersparnis von Entwurfs- und Arbeitskosten sind sie nach dem Verkehr in Gruppen gleicher Abmessungen zusammengefaßt. Wo die Bauhöhe es ermöglicht, sollen zur Ersparnis von Eisen und zur Verbilligung der Unterhaltung massive Brücken erbaut werden.

Damit bei Gefahr eines Dammbruches oder zu Ausbesserungsarbeiten Kanalteile abgesperrt werden können, sind an entsprechenden Stellen Sperrtore nach der Bauart derer am Ems-Weser-Kanal vorgesehen.

Die Schleusen erhalten eine Lichtweite von 12,00 m und eine nutzbare Länge von 225 m, so daß sie mit einem Schlepper und drei 67 m langen oder zwei 80 m langen Kähnen belegt werden können. Die Schleusen der Zweigkanäle sind bei gleicher Breite mit 100 m nutzbarer Länge angelegt. In dem Hauptkanal sollen von vornherein zwei Schleppzugschleusen nebeneinander erbaut werden, während der Grunderwerb für eine dritte Schleuse gesichert wird. Die Zweigkanäle erhalten nur eine Schleuse, für eine zweite wird das Gelände beschafft.

Die Schleusen geben das Maß für die Leistungsfähigkeit des Kanals. Eine Schleppzugschleuse kann bei Tag- und Nachtbetrieb 20 Schleppzüge zu Berg und ebensoviel zu Tal befördern. Rechnet man durchschnittlich 15 Schleusungen an 270 Betriebstagen, so beträgt bei halber Kreuzung der Schleppzüge und $^1/_5$ Rückfracht und unter Berücksichtigung, daß nicht alle Kähne voll beladen oder von großer Abmessung sind, die Gesamtleistung einer Schleuse rd. 6 Millionen t

Bei zwei Schleusen können demnach etwa 12 Millionen t befördert werden.

Jede Kanalhaltung gebraucht an Speisewasser den Ersatz des Wassers, das durch Verdunstung und Versickerung verloren geht und von außen her ersetzt werden muß, ferner das durch Undichtigkeiten der Tore und Umlaufverschlüsse und beim Schleusen abfließt. Letzteres kann der Haltung durch Aufpumpen wieder zugeführt werden. Der eigentliche Wasserbedarf ist, abgesehen von der ersten Füllung, gering. Man wird pumpen, wenn das Wasser anderweit nicht billiger beschafft werden kann.

Nach langjährigen Beobachtungen an den westlichen Kanälen ist der Verlust durch Verdunstung und Versickerung für 1 km Kanal mit 1 + 7 l/Sek im Jahresdurchschnitt, insbesondere mit Rücksicht auf die gewählte tiefe Lage des Kanals, ausreichend bewertet. Die Verluste durch Undcihtigkeiten an Toren und Umläufen werden erfahrungsgemäß mit 5 l/Sek und m Gefälle angenommen. Unter diesen Annahmen berechnet sich der jährliche Gesamtwasserbedarf für den Verkehr von 6 Millionen t, 9 Millionen t und 12 Millionen t:

			bei 4000	6000	8000 Schleusungen
für die Südlinie	mit	Zweigkanal	138	176	220 Millionen cbm
	ohne		121	159	197 „ „
für die Mittellinie	mit	nach Staßfurt	187	229	297 „ „
	ohne		147	190	238 „ „

Den vom Kanal gekreuzten Wasserläufen darf bei niedriger Wasserführung mit Rücksicht auf die nötige Verdünnung des ihnen zugeführten Salzwassers und auf die Landeskultur Wasser nicht entnommen werden. Zur Kanalspeisung muß daher das über die gewöhnliche Wasserführung hinausgehende Wasser in Sammelbecken aufgespeichert oder durch Pumpen aus der Elbe oder der Weserhaltung gewonnen werden.

Für den Bedarf der Südlinie sind Sammelbecken im Harz, im Gebiet der Bode, der Oker und Ecker vorgesehen, die einen Gesamtinhalt von 135 Millionen cbm fassen und zusammen jährlich 161 Mill. cbm liefern. Das Sammelwasser fließt dem Kanal bei der Kreuzung mit der Bode und der Oker unmittelbar zu und reicht für den ersten Verkehr aus. Bei wachsendem Bedarf müssen weitere Talsperren erbaut oder die fehlenden Mengen durch Aufpumpen des abgeflossenen Schleusungswassers gewonnen werden. In den Baukosten der Südlinie ist ein Betrag von 10 Mill. M als Zuschuß zu den Talsperrenbaukosten enthalten, ohne welchen deren Wirtschaftlichkeit nicht gegeben wäre.

Die Mittellinie kann unmittelbaren Zufluß nur aus der Oker über den Braunschweiger Stichkanal erhalten ; für ihren Bedarf sind daher nur Talsperren im Oker- und Eckergebiet mit zusammen 44 Mill. cbm Inhalt vorgesehen. Der in den Baukosten der Mittellinie enthaltene Zuschuß zu den Talsperrenbaukosten beträgt 3,3 Mill. M. Im übrigen soll der Restbedarf durch Aufpumpen aus der Elbe und der Weserhaltung gedeckt werden. Zwar kann ihr noch das Wasser aus der Odertalsperre, im Gebiet der Leine, rd. 36 Mill. cbm, und auch das Wasser aus den Bodetalsperren zugeleitet werden, jedoch bedarf es dazu langer Zubringer. Die Kosten werden dann größer als bei der vorgesehenen Wasserbeschaffung.

(Schluß folgt.)

EINIGE BEMERKUNGEN ZUR HOCHSCHULREFORM.

Zuschrift von A. Müllenhoff-Sterkrade.

Der Aufsatz von Prof. Dr.-Ing. Foerster gibt mir willkommenen Anlaß, auch einige Bemerkungen zu der schon seit langem erörterten Frage nach der Reform des Hochschulstudiums zu machen. Mit ganz wenigen Ausnahmen sind die vielen Vorschläge und Aufsätze zu dieser wichtigen Frage von Hochschullehrern verfaßt. Gewiß ist deren Urteil sehr wichtig, aber doch nicht allein maßgebend, denn die Mehrzahl von ihnen sieht nur die Früchte ihrer Arbeit bei den Prüfungen, weiß aber nicht, wie sich die Kenntnisse in der Praxis bewähren, die sie dem Studenten von durchschnittlicher Begabung und durchschnittlichem Fleiß mitgeben; ihnen fehlt meistens, wenn nicht immer, die dauernde praktische Arbeit. Das liegt im Wesen der Sache und soll kein Vorwurf sein. Ich weiß sehr genau, wie wohl alle Hochschullehrer nach Fühlung mit der Praxis suchen, aber die Aufgaben, zu deren Lösung sie herangezogen werden, sind wohl stets ungewöhnlicher Art, geben also für sich allein betrachtet ein schiefes Bild dessen, was die Praxis braucht, und bei der Arbeit an diesen Aufgaben wird der Hochschulprofessor meistens sehr wesentlich in der Detailarbeit von den Ingenieuren des Auftraggebers unterstützt, so daß er nur einen Teil der Arbeit selbst leistet und viele der eigentümlichen Schwierigkeiten der technischen Kleinarbeit gar nicht oder doch nicht in ihrer vollen Stärke empfindet. Es scheint mir deshalb dringend geboten, daß auch die in der Praxis stehenden Ingenieure mehr als bisher geschehen ihre Wünsche und Erfahrungen mitteilen, ob sie nun bei Behörden oder in der Industrie tätig seien, sei es in nachgeordneter oder in leitender Stellung.

Als eine solche Stimme aus der Praxis bitte ich diese Ausführungen zu betrachten. Ich bin mir wohl bewußt, daß das Feld, das ich übersehe, eng begrenzt ist, wenn ich auch stets es zu erweitern bestrebt war im Austausch der Gedanken mit Kollegen auch anderer Fachrichtungen. Aber nur dadurch, daß viele ihre Erfahrungen äußern, können die maßgebenden Stellen ein Bild dessen gewinnen, was not tut. Man hat das auch schon andererorten erkannt und die Gesellschaft ehemaliger Studierender der Züricher Hochschule (G.E.P.) hat vor einigen Jahren durch eine Rundfrage bei ihren Mitgliedern wichtige Anregungen für den Ausbau dieser Hochschule geliefert. Es ist hierüber meines Wissens auch s. Zt. in der Schweizer Bauzeitung berichtet worden. Der Verein deutscher Ingenieure oder der Verband deutscher Diplomingenieure könnte sich durch eine ähnliche Rundfrage ein großes Verdienst erwerben.

Zunächst erscheint mir die besonders von Geheimrat Riedler immer wieder betonte Forderung falsch zu sein, daß ein von der Hochschule kommender junger Ingenieur sofort voll in der Praxis verwendbar sei. Dies Ziel wird nie erreicht werden, schon weil bei den verschiedenen Behörden und Werken gleichen Arbeitsgebietes vielfach verschiedene Arbeitsweisen üblich sind. Und diese ändern sich auch noch dauernd. Der junge Kollege muß eben die erste Zeit seiner Tätigkeit als Fortsetzung seiner Ausbildungszeit betrachten, in der er froh sein kann, wenn er eben knapp seinen Lebensunterhalt verdient; arbeitet doch auch der Referendar, Schulamtskandidat oder Regierungsbauführer mehr oder minder unbezahlt. Hat er auf der Hochschule wirklich gearbeitet, so wird er nach kurzer Zeit über die im Anfang unerläßlichen untergeordneten Aufgaben hinauswachsen und schnell seiner Vorbildung entsprechende Arbeit und dann auch bald bessere Bezahlung erhalten. In den Vereinigten Staaten z. B. muß auch jeder Anfänger, und wenn er noch so glänzende Zeugnisse von seinem College mitbringt, als Tracer (Pauser) beginnen. Stellt er sich nicht allzu unbegabt an, so wird er schon nach kurzer Zeit, oft schon nach Tagen, mit einfacheren und je nach seinen Leistungen auch bald mit schwierigeren Konstruktionen betraut, und es hängt nur von ihm selber ab, wie bald er zu selbständiger Arbeit kommt. Bei uns ist es genau so, und keine Anstrengung der Hochschulen, unmittelbar für die Praxis brauchbare Ingenieure heranzubilden, wird daran etwas ändern. Wenn aber, wie ich das mehrfach erlebt habe, Herren frisch von der Hochschule solche Anfängerarbeit ablehnen oder durch widerwillige, schlecht geleistete Arbeit ihrer Unzufriedenheit glauben Ausdruck geben zu müssen, so liegt die Schuld, daß sie nicht voran-

kommen, nur an ihnen, nicht an der Hochschule. Die eigentliche Ausbildung für die Praxis muß doch eben die Praxis selber leisten; man überlasse sie ihr deshalb meines Erachtens ruhig ganz und suche auf der Hochschule vor allem eine gründliche theoretische Ausbildung zu geben, die erheblich weiter reicht, als die Bedürfnisse des Alltags erfordern, damit man auch in den seltener vorkommenden Ausnahmefällen nicht dasteht wie der bekannte Ochs vorm neuen Scheuertor. Aus diesem Grunde erscheint mir ganz im Gegensatz zu Herrn Prof. Foerster eine erheblich vermehrte und vertiefte mathematische Ausbildung ganz unbedingt erforderlich, denn hauptsächlich diese gibt dem Akademiker seine Überlegenheit über einen tüchtigen Schüler einer technischen Mittelschule.

Es ist bei uns Mode geworden, auf die Leistungen Frankreichs auf technischem Gebiete etwas von oben herab zu sehen. Gewiß sind sie weniger massenhaft als bei uns, das liegt aber u. a. an den Bevölkerungsverhältnissen. In der Qualität sind die Leistungen der französischen Ingenieure den unsrigen sicher gleich, vielfach überlegen, und jeder, der mit französischen Ingenieuren zu tun gehabt hat und ihre technische Literatur kennt, weiß auch, welch gründliche mathematische Vorbildung dort gegeben und vorausgesetzt wird und wie sie ihnen zustatten kommt.

Über die von Herrn Prof. Foerster angeregte Herabsetzung der Anforderungen in darstellender Geometrie läßt sich, nach meinen Erfahrungen, reden; ich habe sie selten gebraucht, hätte dann aber gern mehr gewußt, als ich aus der Hochschulzeit behalten habe. Dagegen muß ich auf das nachdrücklichste für eine starke Vermehrung der Zeit für und der Anforderungen in der höheren Analysis und den Differentialgleichungen eintreten. Man hat später selten oder nie mehr Zeit, sich eingehend in dieses Gebiet zu versenken, das doch oft den einzigen Weg zur Lösung einer Aufgabe bietet. Wieviel Zeit geht nicht verloren mit dem Suchen nach einer Arbeit über irgend etwas, das man ganz schnell selbst ableiten könnte, wenn man eben etwas mehr Mathematik beherrschte, und wie manche Lösung einer Aufgabe läuft in der Welt herum, die einer schärferen mathematischen Kritik nicht standhält und deren Schwächen sich oft erst zeigen, wenn es zu spät ist. Ganz besonders hat mir schon oft die Kenntnis der Variationsrechnung gefehlt, und als ich kürzlich in der Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure bei der Besprechung einer Arbeit von Herrn Geheimrat Wittfeld durch Herrn Baurat Grahl das Verlangen nach ihrer Behandlung an der Hochschule vom Standpunkt des Maschinenbauers ausgesprochen fand, war mir das eine rechte Erleichterung des Entschlusses, mit diesen Gedanken hervorzutreten, die dem meisten geradezu widersprechen, was bisher von bedeutenderen Leuten als ich zu dieser Frage gesagt worden ist.

Die wenigen unter den viel zu vielen Doktorarbeiten, die wirkliche Bedeutung haben, sind entweder experimentelle Arbeiten oder theoretische Arbeiten auf sehr guten mathematischen Grundlagen. Erkundigt man sich aber näher, woher die Verfasser diese haben, so ist mir noch stets die Antwort geworden: „Ich habe auf der oder jener Universität so und so lange Mathematik studiert" — der schlagendste Beweis, daß das mathematische Studium der Technischen Hochschulen viel zu oberflächlich und beschränkt ist. Die Mathematiker an den Hochschulen treten deshalb auch wohl schon längst geschlossen für seine Erweiterung und Vertiefung ein.

Zum Schluß noch eine Bemerkung, die wohl vielen als arge Ketzerei erscheinen mag. Man glaube doch nicht, alle Fragen durch Organisationsänderungen lösen zu können und reiße nicht das im großen und ganzen doch bewährte Alte nieder, ehe man sicher ist, etwas Besseres an seine Stelle setzen zu können. So wie politischer und wirtschaftlicher Dilettantismus zum Zusammenbruch führt, weil es in seinem Wesen liegt, daß er nur eine Seite der Frage übersieht, so muß es auch in den äußerst komplexen Fragen der Hochschulorganisation und des Hochschulstudiums die bedenklichsten Folgen haben, wenn ihre Lösung lediglich von einem der beteiligten Faktoren in die Hand genommen wird, dessen Urteil naturgemäß einseitig ist.

Die vorstehenden Ausführungen des Herrn Ing. Müllenhoff, Sterkrade, geben mir Veranlassung, kurz auf drei Fragen einzugehen.

1. Wenn gerade die Professoren unserer Technischen Hochschule sich mit den Fragen der Hochschulreform und der Um- und Ausgestaltung des Studiums befassen, so liegt das daran, daß sie in der Regel in viel engerer Fühlung mit der Praxis und allen deren Bedürfnissen stehen, als das Herr Müllenhoff voraussetzt, und daß namentlich die Gesamtheit des Abteilungskollegiums, da in ihm sämtliche Sondergebiete des betreffenden Faches vertreten sind, alle einschlagenden Fragen unparteiisch zu beurteilen und die Anforderungen, die an die einzelnen Fächer zu stellen sind, wie die Leistungen, die in ihm erzielt werden müssen, am besten abzugrenzen und abzuwägen versteht.

Der Hochschullehrer kann das um so mehr, als er neben seinen eigenen unmittelbaren Beziehungen mit dem praktischen Leben in steter Fühlung mit seinen früheren Studierenden verbleibt und von ihnen über Wünsche und Bestrebungen der Praxis somit dauernd unterrichtet ist.

2. Eine gegenüber der Jetztzeit verstärkte Beschäftigung mit Mathematik erscheint für die Allgemeinheit der Bauingenieure nicht geboten. Wer sich später ausschließlich dem Wasserbau, dem Eisenbahnbau, dem Städtebau mit allen seinen Sondergebieten widmen will, wird für die Leistung der ihm in der Praxis gestellten Aufgaben mit einem sehr viel geringeren Maß an Mathematik auskommen können als der Bauingenieur, der im Eisen- bzw. Eisenbetonbau sich zu einem sehr erheblichen Teile mit statischen Problemen befassen muß. Deshalb ist auch eine Differenzierung des Umfanges an mathematischen Kenntnissen innerhalb des Bauingenieurstudiums nicht zu umgehen, wenn man nicht einen recht erheblichen Teil der Studierenden mit für sie später kaum verwendbarem Lernstoff belasten will. Hierzu ist aber jetzt keine Zeit mehr, jetzt gilt es, mit dem Minimum an Zeitaufwand und ohne Kraftverlust ein Maximum an Leistungen zu erringen. Allerdings soll, und das betont die vorgeschlagene Regelung ganz ausdrücklich, den Studierenden, die sich in den mathematischen und naturwissenschaftlichen Grundlagen weiterbilden wollen, als das für das Normalstudium vorgesehen ist, in weitem Raum Gelegenheit gegeben werden, sich ausgedehnte und vertiefte mathematische Kenntnisse zu erwerben. Das wird namentlich für alle die Bauingenieure gelten, und damit stimme ich Herrn M. durchaus zu, die sich später in den vorwiegend statischen und konstruktiven Fächern des Brückenbaus und des Ingenieurhochbaus betätigen wollen.

3. Kein von der Hochschule kommender Ingenieur kann für die Praxis so vollkommen vorgebildet sein, daß er hier jede an ihn herantretende Aufgabe zu bewältigen versteht. Die Beschäftigung eines Diplom-Ingenieurs mit Pausarbeiten, wie überhaupt die starke Heranziehung zu rein zeichnerischer Betätigung, ist meiner Meinung nach eine durchaus unwirtschaftliche Kraftausnutzung. Ein Absolvent der Technischen Hochschule kann und soll von ihr nur all das Rüstzeug mitbringen, das erforderlich ist, um an der Hand eines tüchtigen Praktikers sich zu einem guten Ingenieur entwickeln zu können. Erst die Praxis bringt die Früchte zur Reife, deren Keim die Hochschule gelegt und entwickelt hat.

Dresden, den 18. II. 1920.

Dr. M. Foerster.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet vom Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privat-Dozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Wärme- und Kraftwirtschaft in der Zementindustrie. Von O. Büttner, Hamburg-Rissen. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 27, 3 Spalten.

Statik und Festigkeitslehre.

— — — —

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

Schleusenhäupter verbunden mit einer Brücke über einen Wasserleitungskanal. Eisenbeton-Brückenkonstruktion mit 3 Spannweiten, bei der Montreal-Aquaeduktvergrößerung ausgeführt. Engineering News Record. vom 25. September 1919.

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

— — — —

Wasserbau.

a) Grund- und Uferbau.

— — — —

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft.

— — — —

c) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

Der Ausbau der Wasserstraßen. 2 Seiten, entnommen der Kölnischen Zeitung vom 11. Februar 1920 (Nr. 136) im „Tiefbau" 1920, Nr. 20.

Der Bau des Masurischen Kanals. Kurzes Referat nach der Zeitschrift für Binnenschiffahrt in „Der Tiefbau" 1920, Nr. 21, S. 61.

Englische Dock- und Hafenunternehmungen. Ein Bericht von 3½ Spalten Länge in The Engineer vom 16. I. 20 gibt einen Überblick über die weitgehenden englischen Maßnahmen zur Förderung ihrer Seemacht.

Erweiterung des Ipswich-Docks. The Engineer vom 30. I. 20, 1 Seite mit Abb.

Die amtliche Denkschrift über den Mittellandkanal und die durch ihn bedingten Ergänzungsbauten an vorhandenen Wasserstraßen. 3 Spalten Berichte aus der Feder von Geheimrat de Thierry in der Rundschau der Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 11.

Betonarbeiten am Panamakanal. Gewapend Beton 1920, Märzheft bringt auf 2 Seiten Besprechungen, entnommen den unter der Leitung von General Goethals herausgegebenen Veröffentlichungen. Die Bauwerke sind unverkleidete Betonbauten (Schleusen, Mauern u. dgl.).

d) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Einige Erfahrungen über Rutschungserscheinungen an Stauseen. Von Dr. phil. G. Lüscher, Aarau in der Schweiz. Bau-Ztg. v. 20. März 1920. Der Beitrag knüpft an des Verfassers Ausführungen und die Entgegnungen von Ing. Hans Roth im vorherigen Jahrgange an.

Großwasserkraftanlagen. Übersicht über die Großwasserkraftanlagen der letzten 20—25 Jahre. In der Rundschau der Z. d. V. d. J. 1920, Nr. 11.

Das geplante Grimselwerk der Bernischen Kraftanlagen. ½ Spalte in der Rundschau d. Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 11.

Bau der Wasserkraftanlage für die Elektrizitätsversorgung von Oberkrain. Von Ing. Dr. Schoßberger. Ausführliche Beschreibung der Bauwerke mit Abb. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Nr. 7 u. 8.

Die Bewässerung des Marchfeldes. Von Ing. Hermann Kallbrunner. Österr. Wochenschr. f. d. ö. Baudienst 1920, Heft 11. 3 Seiten.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Ein Dampfbagger auf Rollkettenunterbau. Beschreibung mit Abb. eines Kranes, der auf einem Untergestell drehbar aufgebaut ist, ähnlich der Beförderungseinrichtung der Tanks. The Engineer vom 30. Januar 1920.

Straßenbau.

— — — —

Eisenbahnbau und -Betrieb.

Vorschläge zur Reform des deutschen Verkehrswesens. Von Scharfenberg, Königsberg i. Pr., mit Bezug auf Ausführungen von Regbmstr. Buxbaum. Letztere in der Z. d. V. d. I. 1919, Nr. 49, und 1920, Nr. 11.

Zur Neuordnung des deutschen Verkehrswesens. Das Buch von Wirkl. Geh. Rat Dr. Herm. Kirchhoff wird in der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 18, in Auszügen kurz behandelt. 1½ Seiten.

Die Stellung der Länder ohne eigenes Eisenbahnnetz zum Übergange der Eisenbahnen auf das Reich. Verkehrstechnik 1920, Nr. 8.

Das Arbeiten der deutschen Eisenbahnen. Überblick über die Rentabilität der deutschen Eisenbahnen, ihren Bestand und ihre Leistungen in The Engineer v. 30. I. 20.

Die Eisenbahnfrage in Südlimburg. Von Ing. J. M. Meyer. Erörterung von Bauplänen in „De Ingenieur" 1920, Nr. 11. 7 Spalten.

Die relative Energieersparnis durch die Nutzbremsung bei elektrischen Bahnen. Von Prof. Dr. W. Kummer, Ing., Zürich. Schweiz. Bau-Ztg. vom 13. März 1920. Kurze rechnerische Ermittelungen.

Der elektrische Betrieb auf Vollbahnen. Von Ing. Rich. Baecker, Baurat im österr. Staatsamt f. Handel, Gewerbe, Industrie u. Bauten. Österr. Wochenschr. f. d. öfftl. Baudienst 1920, Heft 12 u. folg. Eine umfangreiche Arbeit, die von zahlreichen elektrischen Vollbahnen Einzelheiten bringt.

Gleisanlagen nach einem Vortrage in der dänischen Ing.-Vereinigung am 26. XI. 1919 von Prof. A. R. Christensen. Abdruck mit zahlreichen Abb. in Ingeniören vom 6. März 1920. Es werden eine Anzahl Gleispläne neuerer dänischer Bahnhöfe vorgeführt.

Eisenbahnhohlschwelle. In der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 18, stellt Regbmstr. Edmund Groh, Zittau, seine bereits 1911 vorgeschlagene Hohlschwelle derjenigen des Finanz- und Baurats Scheibe, mit der gegenwärtig Versuche ausgeführt werden, gegenüber. Die Scheibesche Schwelle hat übrigens eine andere Querschnittsform als der Verfasser angibt; sie ist ein liegendes Oval.

Bahnschwelle aus Beton. Mit Abb. von Oskar E. Wetzer, Ing. in Hersbrück, Bayern. Süddeutsche B.-Ztg. 1920, Nr. 11.

Die Kettenfahrleitung im Straßenbahnbetrieb. Von Obering. Walter E. Cramer, Berlin. Es wird die Aufhängung des eigentlichen Fahrdrahtes an einem kettenbrückenartigen Tragdrahte behandelt. Ausführungsbeispiele u. a. auf der Linie Hellerau—Klotzsche bei Dresden. Verkehrstechnik 1920, Nr. 7. 3 Seiten.

Die Straßenbahn im Dienste der Post. Von Geh. Postrat Ihle, Vortragendem Rat im Reichspostministerium, Berlin. Behandlung vorwiegend vom Standpunkte der Postverwaltung aus. Verkehrstechnik Heft 7 vom 5. März 1920. 2 Seiten.

Zur Frage der Kommunalisierung von Straßenbahnen. Von Dipl.-Ing. P. Müller, Direktor der Westf. Straßenbahn G. m. b. H., Gerthe. Verkehrstechnik 1920, Nr. 8. Vgl. ebenda Nr. 6, Ausführungen von Majerczik.

Schienenkraftwagen. Verkehrstechnik 1920, H. 7. ½ Spalte Kleindruck.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie -Schiffbau.

Allgemeines über Eisenbeton.

Obst- und Gemüse-Großmarkthalle der Stadt Berlin. Von Karl Bernhard. Mitt. f. Zement u. Beton der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 1 u. folg.

Betonarbeiten am Panamakanal. Gewapend Beton 1920, Märzheft, bringt auf zwei Seiten Beschreibungen, entnommen den unter der Leitung von General Goethals herausgegebenen Veröffentlichungen. Die Bauwerke sind unverkleidete Betonbauten (Schleusen, Mauern u. dgl.).

Eisenhochbau.

Arbeiten deutscher Eisenbauwerke aus den Kriegsjahren 1914—1918. Von Dr.-Ing. H. Bösenberg, Düsseldorf erscheint in Stahl u. Eisen 1920, Nr. 4 u. folg. Veröffentlichung großen Stils.

Bergung von Seegroßflugzeugen. Von Oberingenieur Fritz Hammer, Breslau (Verkehrstechnik Nr. 8, 2 Seiten). Grundlegendes über die Anlage von Seeflugzeughallen.

Holzbau.

Über die Größe der zulässigen Beanspruchungen des Holzes im Ingenieurbau, vor allem für freitragende Holzkonstruktionen. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. A. Jackson, Stuttgart. 4½ Seiten in „Der Holzbau" 1920, Nr. 3/4. Welchen Einfluß haben die neuen preußischen ministeriellen Bestimmungen für Hochbauten auf die Bemessung von Holzkonstruktionen? Von Dr.-Ing. Gesteschi, Berlin, in „Der Holzbau" 1920, Nr. 3/4. 1½ Seiten.

Der neue preußische Ministerialerlaß über die zulässige Beanspruchung des Bauholzes (24. XII. 1919). Kurze Stellungnahme des Deutschen Holzbauvereins hierzu. Der Holzbau 1920, Nr. 3/4.

Bergung von Seegroßflugzeugen. Von Oberingenieur Fritz Hammer, Breslau (Verkehrstechnik Nr. 8, 2 Seiten). Grundlegendes über die Anlage von Seeflugzeughallen.

Neue Holzverbindung durch Ringdübel System „Tuchscherer" D.R.P. für freitragende Holzkonstruktionen. Der Holzbau 1920, Nr. 5. Vollständige Einführung in Wesen, Zweck und Leistungsfähigkeit des offenen Ringdübels, eines Flacheisenringes von der Stärke eines Holzes, der je zur Hälfte in das eine, zur Hälfte in das andere der zu verbindenden Hölzer eingelassen ist und Verschiebungen verhindert, Kräfte überträgt. Zusammenpressen der beiden Hölzer durch einen gewöhnlichen Bolzen.

Freibau in Holz: Neuzeitliche freitragende Hallen. Mit zahlreichen Abb. in der Südd. Bau-Ztg. 1920, Nr. 10, S. 23—26.

Hetzerkonstruktionen, zwei Abbildungen, eine Bogenbrücke mit angehängter Fahrbahn und einem Lokomotivschuppen darstellend, nebst kurzem Text, in „Der Holzbau" 1920, Nr. 3/4.

Bauholz-Erhaltung (Konservierung). Von Reg.- und Baurat Wendt, Berlin-Schlachtensee. „Der Holzbau" 1920, Nr. 3/4 u. 5. Kurze Ausführungen.

Städtischer Tiefbau.

Die Messung des Brauchwassers macht Wasserwerkserweiterungen unnötig. Mitteilung über den Rückgang des Wasserverbrauchs nach Einführung der Messung bei dem Verbraucher. Der Verbrauch ist bei den Abnehmern von 133 auf 78 gal. zurückgegangen. Eng.-News-Record vom 25. September 1919.

Wasserversorgung 1919 in England. In der Nr. vom 2. Januar 1920 des Engineer findet sich ein Überblick über die in Arbeit befindlichen Anlagen auf diesem Gebiete, zumeist Behälterbauten (ohne Abb.).

Reinigungsverfahren und deren Erfolge in Albany. Fällung, doppelte Filtration, Koagulation und Chlorination, Rückgang der Typhusfälle, Gesamtkosten 1232 £. Engineering News Record vom 25. September 1919. 1 Seite.

Bau einer 98-km-Wasserleitung in Chile. Engineering News Record vom 25. September 1919. 6 Seiten mit zahlreichen Abb., hauptsächlich die Beförderungs- und Verlegungsarbeiten in dem wüsten Gebiete darstellend.

Die Albany-Wasserwerke: 1800—1919. Engineering News Record vom 25. Sept. 1919. 1 Spalte.

Die Albany-Wasser-Werke über hundert Jahre alt. Nach einem alten Bericht werden Einzelheiten aus der Vergangenheit mitgeteilt. Engineering News Record vom 25. September 1919.

Zementfugen für gußeiserne Wasserrohre. Von A. J. Newman in Eng. News Rec. vom 25. Sept. 1919. 1 Spalte.

Konkurrenz für einen Bebauungsplan für den nördlich der Aarhus Aa gelegenen Teil von Aarhus. In Nr. 12 u. 13 (11. u. 14. II. 1920) der dänischen Zeitschrift Ingenioren.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung.

— — — —

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Vom Normenausschuß.

Die 3. Sitzung der Reichshochbaunormung fand am 9. März d. J. in Naumburg a. S. statt. Es nahmen an den Beratungen die Vertreter fast aller Landeshochbaunormungen teil, auch die Zentralbehörden des Reichs, der Bundesstaaten und Deutsch-Österreichs hatten sich in großer Anzahl vertreten lassen.

An Stelle des zurücktretenden Obmannes, Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden, wurde Ministerialrat Huber, München, einstimmig zum Obmann der Reichshochbaunormung gewählt.

Es wurden zunächst Organisationsfragen besprochen, die auf einen strafferen Aufbau der Landeshochbaunormungen zielen. Es wurde empfohlen, in den preußischen Provinzen den Wohnungsfürsorgegesellschaften die Geschäftsführung zu übertragen, wenn hierdurch bestehende Organisationen nicht gestört werden.

Wenn auch die Landeshochbaunormungen für die Durcharbeitung der Landesnormen allein die Verantwortung tragen, so soll der Reichshochbaunormung doch ein Einspruchsrecht zustehen, wenn die Unzweckmäßigkeit einer beabsichtigten Landesnorm zu erweisen ist.

Über die Drucklegung der Normblätter wurde beschlossen, daß sie unter allen Umständen zentral erfolgt, damit die Richtigkeit verbürgt werden kann. Ein Nachdruck durch die Fachpresse muß ohne irgendwelche Änderungen und Zusätze photographisch treu das gedruckte Normblatt wiedergeben, ein verkleinerter Maßstab ist dabei aber zulässig.

Der Vertrieb der Normblätter soll außer durch die Geschäftsstelle der Reichshochbaunormung, Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a auch durch Landesstellen erfolgen, doch muß er so eingerichtet sein, daß der Verkauf jederzeit abgestoppt werden kann, wenn ein Normblatt durch ein abgeändertes ersetzt wird.

Die anwesenden Vertreter der Behörden sagten zu, daß sich die Behörden dafür einsetzen werden, die Normen im Baufach nach Möglichkeit zu verbreiten. So macht das sächsische Ministerium des Innern die Gewährung von Baukostenzuschüssen davon abhängig, daß genormte Einzelbauteile, soweit sie festgelegt sind, angewandt werden. Auch der Hamburgische Staat macht zur Bedingung, daß greifbare Normen benutzt werden müssen, wenn Überteuerungszuschüsse für Bauten gewährt werden sollen. Es wurde beschlossen allen Behörden nahezulegen, für ihre Bauten und für Bauten, die mit ihren Geldern unterstützt werden, eine Nichtbeachtung der Normen nur dann zuzulassen, wenn dadurch keine Verteuerung hervorgerufen wird.

Bei der Aussprache über die vorliegenden Normblattentwürfe wurden die Blätter über

Türen DI Norm 285—286,
Deckenbalken DI Norm 104, Blatt 1—3 und
Zargenfenster DI Norm 295—299

als endgültig angenommen.

Das Blatt über gebrannte Ziegelsteine, DI Norm 105, wurde zur Weiterbearbeitung einem Ausschuß überwiesen, Normenentwürfe für Dachsteine, Pfannen und Biberschwänze.

die von den Hochbaunormungen Sachsen und Hamburg ausgearbeitet worden sind, wurden zur Veröffentlichung bestimmt. Ebenso sollen die vom sächsischen Landesausschuß bearbeiteten zweiten Entwürfe für Treppen, DI Norm 287—294, veröffentlicht werden.

Als neue Arbeitsgebiete sind Rinnen und Abfallrohre, Dachhölzer, eiserne Fenster und eiserne Türen, Grundmaße für Möbel und Sinnbilder für bautechnische Zeichnungen vorgenommen worden.

Preßsteinerzeugung aus Ölschiefer.

Die württembergischen Vorkommnisse an Ölschiefer in der Eislinger Gegend haben bisher nur der Mineralölgewinnung gedient. Neuerdings ist man daran gegangen, durch ein Misch- und Preßverfahren aus den bei der Ölgewinnung entstehenden Rückständen einen Kunststein herzustellen. Das Verfahren ist nicht bekanntgegeben, doch wird mitgeteilt, daß ein Teil des gewonnenen Mineralöls wieder der Masse zugesetzt wird. Immerhin bliebe noch ein großer Teil Öl für den Verkauf frei. Die Laboratoriumuntersuchungen stellen dem Stein ein günstiges Zeugnis aus. Der Württembergische Staat hat sich nach Bewilligung durch die Volkskammer mit 10 Mill. M an der Verwertung der bituminösen Schiefer beteiligt. Hiernach ist anzunehmen, daß in Württemberg jetzt in größerer Menge Ölschiefer-Preßsteine erzeugt und auf den Markt kommen werden. Die Bewährung im ausgeführten Bau kann man unter den gegenwärtigen Verhältnissen, wo jeder nur einigermaßen Erfolg versprechende Baustoff verwendet werden muß, um der ärgsten Wohnungsnot zu steuern, nicht abwarten. Den Erfahrungen über die Wirtschaftlichkeit, die Wärmehaltung, die Feuerbeständigkeit und das sonstige Verhalten des Steins darf man mit Spannung entgegensehen. (Vgl. Baumarkt 1920, S. 273).

Die Lage der Ziegelfabrikation in England.

Lehm für die Ziegelfabrikation findet sich fast in allen Gegenden von Großbritannien und die Ziegeleien sind über das ganze Land verteilt. In Tausenden von Stück betrug die jährliche Erzeugung vor dem Kriege 2,8 Millionen, ausgeführt wurden davon 100 000 Tausend im Werte von 350 000 Pfund. Da im Kriege die Ziegeleien nicht in die Betriebe von nationaler Bedeutung einbezogen wurden, hatten sie unter Arbeiterentziehung, Beschränkung des Brennens, Mangel an Maschinenersatz zu leiden. So verringerte sich die Erzeugung 1917 auf 1 Million Tausend. Die Belieferung der Ziegeleien mit allem Erforderlichen war nur soweit zu erreichen, als für Heereszwecke gearbeitet wurde.

Die Preise stiegen für die Ziegel vom Juli 1914 bis April 1918 von 1 Pfund 15 Shilling (bzw. 1. 11) auf 4,00 (bzw. 3,15) für Ziegel erster (bzw. 2) Sorte, und zwar für 1000 Stück frei Bahnwagen. Vom 15. April 1918 an war der Verkauf von Ziegeln in Mengen von über 20 000 Stück an amtliche Genehmigung gebunden. Die damals bestehenden, oben angegebenen Preise sind seitdem als Höchstpreise festgehalten worden.

Der Arbeiterwohnungsbau, der vor dem Kriege, weil nicht genügend lohnend, sehr zurückgeblieben war, ist durch die Regierung in Gang gebracht worden. Mit ihrer geldlichen Hilfe haben die Gemeinden für die Beschaffung von Arbeiterwohnungen zu sorgen. Die Zahl der fehlenden Arbeiterhäuser wird auf 4 bis 500 000 geschätzt. Da jährlich nur höchstens 4 Millionen Tausend Ziegel in England hergestellt werden können, wird man höchstens 200 000 Häuser in diesem Jahre bauen können und die Behauptung, daß man 300 000 Häuser (6 Milliarden Ziegel) herstellen könne, dürfte zu weit gehen.

Da auch die Ingenieurbauten u. a. m. Ziegellieferungen erfordern, herrscht auch in England Mangel an Ziegeln. Diesem zu steuern, sind der Regierung verschiedene Maßregeln vorgeschlagen worden. Schon 1918 hat man gefordert, daß die Ziegelarbeiter mit zuerst aus dem Heere entlassen wurden, um für das Jahr 1919 ausreichende Mengen Lehm abzubauen, ebenso sollte den Zieglern mit Maschinenlieferungen entgegengekommen werden. Die Regierung ist aber darauf nur wenig eingegangen.

Das Herstellungsverfahren ist sehr vielfach noch das Ziegel streichen von Hand, es wird aber allmählich durch das maschinelle Ausschneiden der Rohlinge mit Draht aus der Lehmmasse verdrängt. Der Antrieb erfolgt hierbei, wenn keine andere Kraftquelle zur Verfügung steht, durch Göpelbetrieb. Die im Drahtfadenschnitt erzeugten Steine kommen im Gestehungspreise niedriger zu stehen. Sie sind jedoch etwas weniger fest und können nur aus ziemlich weichem Lehm hergestellt werden. Für die englischen zweistöckigen Wohnhäuser reichen die erzielten Festigkeiten jedoch aus. (Nach Le Ciment.)

Kunze.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

VEREINSNACHRICHTEN.

Berufung.

Der Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann, Aktiengesellschaft, Zweigniederlassung Dresden, Herr Diplomingenieur Spangenberg, ist als ordentlicher Professor der Bauingenieurwissenschaften an die Technische Hochschule München berufen worden und hat diesen Ruf angenommen; er wird seine Tätigkeit noch in diesem Sommersemester aufnehmen.

Professor Spangenberg hat an der Technischen Hochschule Dresden studiert, war nach Ablegung seiner ersten Staatsprüfung kürzere Zeit im sächsischen Staatsdienst tätig und trat dann zu der oben genannten Firma über. In ihr hat er zunächst als Direktor der Karlsruher, alsdann der Dresdner Zweigniederlassung reiche Gelegenheit gehabt, sein umfassendes Wissen und Können in den Dienst großer und allergrößter Bauausführungen zu stellen. Unter ihnen sind im besonderen der Bahnhof Karlsruhe, die Bahnhofsumbauten in Stuttgart, die neue große Neckarbrücke dortselbst sowie vor allem gewaltige Kriegsbauten für die heimische Industrie in Mitteldeutschland hervorhebenswert. Somit wird es Professor Spangenberg auch beschieden sein, aus einer selten umfangreichen und großzügigen baulichen Praxis heraus, die Jünger der Bauingenieurwissenschaften mit deren Bedürfnissen und Anforderungen bestens bekanntzumachen und — selbst auf hoher wissenschaftlicher Warte stehend — ein glückliches Zusammenarbeiten von Wissenschaft und Praxis auf der Hochschule zu sichern.

Der Deutsche Technisch-Wirtschaftliche Verkehrsausschuss.

Am 13. April 1920 hatte der Reichsverkehrsminister, Dr. Bell, Vertreter aus Technik und Wirtschaft, Vertreter des Eisenbahnpersonals und Vertreter der Presse nach dem großen Sitzungssaale im Potsdamer Bahnhof eingeladen. Der Deutsche Verband Technisch-Wissenschaftlicher Vereine hatte beim Reichsverkehrsminister bereits vor Monaten angeregt, daß bei den wichtigen Organisationsfragen, die beim Übergang der bundesstaatlichen Bahnen auf das Reich vom Reiche zu lösen sein würden, Vertreter aus Technik und Wirtschaft in weitgehendem Umfange zur Beratung herangezogen werden müßten. Wenn auch der Reichsverkehrsminister mehrfach darauf hingewiesen hatte, daß die Mitwirkung weiter Kreise der Bevölkerung bei der Neuordnung des deutschen Verkehrswesens einmal durch die Verfassung, die die Bildung von Bezirkseisenbahnräten und Tarifkommissionen vorsieht, und weiter durch den in der Verfassung verankerten Reichswirtschaftsrat sichergestellt wäre, so konnte doch der Deutsche Verband Technisch-Wissenschaftlicher Vereine mit Nachdruck darauf aufmerksam machen, daß die Beteiligung der Wirtschaftskreise nicht nur bei Aufstellung von Tarifen von großem allgemeinen Nutzen wäre, sondern daß vor allem die wirtschaftliche Ausgestaltung des gesamten technischen Apparates der Verkehrsverwaltungen, z. B. das Werkstättenwesen, der Betrieb und der Verkehr, die Mitwirkung der gesamten im deutschen technischen und wirtschaftlichen Leben vorhandenen Intelligenz verlange. Dem Reichsverkehrsminister und seinen Räten muß es hoch angerechnet werden, daß sie sich dieser Forderung gegenüber nicht verschlossen haben. Es ist dem genannten Verbande gelungen, die großen Wirtschaftsverbände, wie den Reichsverband der Deutschen Industrie, den Reichsausschuß der Deutschen Landwirtschaft, den Deutschen Industrie- und Handelstag, den Zentralverband des Deutschen Großhandels, den Reichsverband des Deutschen Handwerks, die Zentralstelle für das deutsche Transport- und Verkehrsgewerbe, die Spitzenverbände der Klein- und Straßenbahnen, der Binnenschiffahrt, der Elektrizitätswerke u. a., in dem Deutschen Technisch-Wirtschaftlichen Verkehrsausschuß zusammenschließen. Der Reichsverkehrsminister begrüßte in der Sitzung am 11. d. M. diesen Zusammenschluß und erklärte sich bereit, gemeinsam mit dem Ausschuß und gemeinsam mit den Vertretern seines Personals und der Presse die großen Reformfragen zu bearbeiten, die beim Übergang der bundesstaatlichen Bahnen auf das Reich und bei der Neuaufrichtung unseres ganzen Verkehrslebens gelöst werden müssen. Den Bemühungen des Deutschen Verbandes ist es zu danken, daß nunmehr auch die gesamte deutsche Technik und die technische Industrie bei diesen Beratungen an erster Stelle mit zu Worte kommen werden.

Der Vorsitzende des Ausschusses ist der Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. C. Busley, der gleichzeitig Vorsitzender des Deutschen Verbandes ist. Die Adresse des Ausschusses ist Berlin NW 7, Sommerstraße 4a.

Forschungsgesellschaft für den wirtschaftlichen Baubetrieb.

Am 17. April fand die erste ordentliche Mitgliederversammlung der „Forschungsgesellschaft für wirtschaftlichen Baubetrieb" statt. Die Gesellschaft verfolgt den Zweck, die Arbeitsvorgänge im

Bauwesen auf ihre Wirtschaftlichkeit hin wissenschaftlich zu untersuchen und alle Bestrebungen zu fördern, die geeignet sind, den Baubetrieb wirtschaftlicher zu gestalten.

Der Vorsitzende, Prof. Dr. Giese, konnte mit Genugtuung darauf hinweisen, wie sich die Erkenntnis von der Wichtigkeit der im Gesellschaftszweck liegenden Arbeiten immer mehr Bahn bricht. Die Zusammensetzung des die Gesellschaft führenden Organs legt hiervon ein beredtes Zeugnis ab. In ihm sind sowohl Hoch- und Tiefbauorganisationen, wissenschaftliche und technische Vereine als auch Behörden, Arbeitgeber- und Arbeitnehmerverbände vertreten. Die Gemeinnützigkeit der Gesellschaft hat ihre nach außen wirkende Anerkennung dadurch erhalten, daß Herr Unterstaatssekretär Scheidt, Staatskommissar für das Wohnungswesen, den Ehrenvorsitz übernommen hat.

Die in Angriff genommenen Forschungsarbeiten sollen sich neben den bereits im Vorjahre angebahnten Untersuchungen über Arbeitsvorgänge und Gerüste nunmehr auch auf die planvolle Durchforschung von Geräten, Baumaschinen und Transporteinrichtungen, Lehmbau u. ähnl. erstrecken.

Nach dem Bericht des Direktors der Gesellschaft über den Stand der Arbeiten wurden Arbeitsprogramm und Haushaltsplan genehmigt und die Gesellschaftsorgane gewählt. An führender Stelle werden nunmehr u. a. tätig sein: der Vorsitzende des Innungsverbandes Deutscher Baugewerksmeister, Architekt Gestrich, Berlin, der Vorsitzende des Deutschen Bauarbeiterverbandes Paeplow, Hamburg, der Vorsitzende des Reichsverbandes des Deutschne Tiefbaugewerbes E. V. Dr. M. Krause, Reymer, Berlin, Geh. Oberbaurat Wellroff als Vorsitzender des Arbeitsausschusses der Gesellschaft, von Männern der Wissenschaft: Prof. Dr.-Ing. Schlesinger, Berlin, Prof. Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe, Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden, Prof. von Hanffstengel, Berlin u. a. m.

In einem Schlußwort bat der Vorsitzende die Anwesenden, auch an ihrem Teil dazu beizutragen, daß immer weitere Kreise sich der Gesellschaft anschließen.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Die Beeinflussung von Bauverträgen durch die Revolution.

Zu der Notiz in Heft 6.

Inzwischen hat das Reichsgericht in zwei Entscheidungen vom 2. 12. 1919 (VII. 303/19) und vom 24. 2. 20 (VII, 413/19) grundsätzlich die Revolution als unvorhersehbares Ereignis bezeichnet, welches grundsätzlich infolge der völligen Umwälzung der wirtschaftlichen Verhältnisse zum Freiwerden von der Leistung führe, falls die wirtschaftlichen Verhältnisse des Einzelfalles die tatsächliche Grundlage dafür bieten. Sch.

Techniker und Verwaltung.

Das Verlangen des Technikers richtet sich auf diesem Gebiete durchweg an den Staat, damit dem Techniker in der staatlichen Verwaltung ein größerer Einfluß als seither gewährt wird. Daß aber der Staat mit der Geringschätzung des Technikers in der Verwaltung und Leitung nicht allein steht, dafür möge ein Urteil des Reichsgerichts vom 13. Nov. 1919 (Hamm 136/19) sprechen, das nach der Zeitschrift „Das Recht" Nr. 5/6, 10. 3. 1920, Nr. 640 wiedergegeben sei:

„Zu § 823 BGB. Die Vorstandsmitglieder einer Bergbau-Gewerkschaft können sich gegenüber Unfällen zufolge technischer Mängel nicht damit entlasten, daß sie lediglich Kaufleute seien.

Wenn die Revision vorbringt, die 4 Mitglieder des Grubenvorstandes der Beklagten seien kaufmännisch gebildete Personen, denen jegliche Sachkunde für die Leitung und Beaufsichtigung von Sprengarbeiten fehle, weshalb deren Anwesenheit nutzlos gewesen sein würde, so ist dem entgegenzuhalten, daß ein großer Bergwerksbetrieb auch bergmännisch vorgebildete Personen zur Verfügung haben muß, die derartige technische Verrichtungen leiten und beaufsichtigen können und deren Beirat der Grubenvorstand in solchen Fällen in Anspruch zu nehmen haben würde, um danach die nötigen Vorsichtsmaßregeln zu treffen. Daß dies im vorliegenden Falle nicht geschehen, gereicht den Vertretern der Beklagten zum Vorwurf." Sch.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft Nr. 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. Februar 1920.

Kl. 19a, Gr. 28. K. 58 137. Eugen und Erich Kästl, Sulingen, Hannover. Durch Druckluft getätigter Schraubenschlüssel. 11. III. 14.

Kl. 20i, Gr. 11. E 24 695. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., A.-G., Braunschweig. Antrieb für Weichen u. dergl. mit Verriegelungsvorrichtung. 20. XII. 19.

Kl. 20i, Gr. 41. W 52 639. Anton Winge, Stuttgart S. K. 19, Schönblick. Einrichtung zum Registrieren der Stellung der Streckensignale. 19. V. 19.

Kl. 80b, Gr. 17. S. 51 089. Arno Sachse, Leopoldshall-Staßfurt. Verfahren zur Herstellung eines Baustoffs aus einem Gemenge von Lehm oder Ton mit Sand oder Kies und Asche oder Schlacke. 15. IX. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 1. März 1920.

Kl. 19c, Gr. 2. K 63 543. Dr. Filipp Katona, Budapest; Vertreter: Patentanwälte H. Springmann und E. Herse, Berlin SW 61. Eiseneinlage für Eisenbetonstraßen. 10. I. 17. Ungarische Priorität vom 2. V. 16.

Kl. 37a, Gr. 4. Sch 53 575. Heinrich Schmetz, Altenessen, Altenessener Straße 259. Hohlwand aus Betonstützen und in deren Nuten eingreifenden Platten. 7. VIII. 18.

Kl. 37d, Gr. 17. K 65 708. Martin Kruschwitz, Auerbach im Vogtland. Eisenbewehrter Mauerstein für die Fensternische. 1. III. 18.

Kl. 37f, Gr. 1. A 30 522. Panagiotis Aravantinos, Genthiner Str. 13, und Georg Brandt, Dorotheenstr. 3, Berlin. Bühnenhaus mit fahrbaren Dekorationsträgern. 7. V. 18.

Kl. 37f, Gr. 3. F 41 848. Paul A. R. Frank, Hamburg, Bieberhaus. Behälter zur Aufnahme von Teerölen u. dgl. nach Patent 315 966; Zusatz zu Patent 315 966. 19. IV. 17.

Kl. 37f, Gr. 4. Sch 49 526. Franz Scherrer, Büro für Hochbau und Kunstgewerbe, Berlin. Verbindung für die Wandplatten doppelwandiger zerlegbarer Bauwerke. 19. I. 16.

Kl. 80a, Gr. 55. B 77 280. Hermann Beerenkämper, Cöpenick, und Richard Beerenkämper, Eilenburg. Vorrichtung zur Herstellung von auf mehreren Seiten mit verschiedenartigen Massen gedeckten Ziegelsteinen auf der Strangpresse. 1. VII. 14.

Kl. 81e, Gr. 29. M 65 060. Anton Muschial, Berlin, Neue Roßstr. 3. Rad zum Befördern von Lasten, insbesondere Schienen, Trägern o. dgl. 12. III. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 1. März 1920.

Kl. 19a, Gr. 8. 320 784. Georgs-Marien-Bergwerks- und Hütten-Verein, A.-G., Osnabrück. Befestigung von Eisenbahnschienen auf Unterlagsplatten mittels Keile. 31. VII. 17. G 45 458.

Kl. 19b, Gr. 6. 320 697. Wilhelm Kurth, Berlin-Tempelhof, Berliner Str. 141. An beiden Seiten eines Kraftwagens angeordnete Vorrichtung zum Beseitigen des Schnees von Straßen. 3. IX. 18. K 67 065.

Kl. 19c, Gr. 2. 320 698. Erich Hundrieser, Rastenburg, Ostpreußen. Verfahren zum Pflastern von Verkehrswegen in zwei übereinander gelegten Schichten. 22. VI. 17. H 72 333.

Kl. 19f, Gr. 2. 320 859. The Rock Tunneling Machine Company, Neuyork, Ver. Staaten von Nordamerika; Vertreter Patentanwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, M. Wirth, Frankfurt a. M. und Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn, Berlin SW 17. Tunnelbohrmaschine mit einem drehbaren, mit einer Anzahl von Bohrwerkzeugen besetzten Bohrkopf. 29. IX. 16. R 43 738.

Kl. 20g, Gr. 8. 320 747. Mc Donald Car Buffer Limited, Montreal, Canada; Vertreter: Patentanwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, Frankfurt a. M. Gleitender Prellbock. 5. XI. 13. M 54 138.

Kl. 35d, Gr. 6. 308 567. Bayer. Bergärar, vertreten durch die K. Generaldirektion der Berg-, Hütten- und Salzwerke, München. Hebezeug-Stützgerüst nach Art einer Nürnberger Schere. 13. III. 17. K 63 825.

Kl. 80c, Gr. 13. 320 734. Fellner und Ziegler, Frankfurt a. M.-West. Verfahren zum Brennen von Zement im selbsttätigen Schachtofen. 30. XI. 18. F 43 917.

Kl. 84a, Gr. 2. 320 737. August Seboldt, Fürstenwalde, Uferdeckung aus nachsinkenden Bohlen mit Gleitunterbau. 26. I. 19. S. 49 521.

Kl. 84c, Gr. 5. 320 738. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Verfahren zum Bau von Untergrundbahnen. 15. I. 14. S 41 105.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Bauteile mit Erlaß v. 24. 12. 1919. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1920. Preis 0,80 M.

Die neuen preußischen Bestimmungen liegen hier in einem Sonderdruck zu einem für die Jetztzeit sehr billigen Preise vor. Das Format ist leider ziemlich groß gewählt — Aktenformat — und dadurch die Benutzung nicht so bequem, wie das bei handlicherer Ausgestaltung sein könnte. Die bereits veröffentlichten und an vielen Stellen auch schon besprochenen neuen Bestimmungen behandeln zunächst die Eigengewichte der gebräuchlichen Baustoffe, Baukörper, Füll- und Lagerstoffe. Überall sind die durch neuere Festlegung gewonnenen Größen eingeführt und hierdurch manche bisher in Gültigkeit befindlichen zu Unstimmigkeiten Veranlassung gebenden Zahlen beseitigt. Das gilt namentlich von Mauerwerk aus Klinkern bzw. normalen Ziegeln, für die Raumgewichte von 1,9 bzw. 1,8 eingesetzt sind, weiter von Bimskiesbeton 1,6 und von den Hölzern (Kiefer 0,7, Fichte, Tanne 0,6, Eiche 0,9, Buche 0,8 usw.). Bei den Zwischendecken sind im Gegensatze zu den früheren Bestimmungen die Tragkonstruktionen von dem Überbau getrennt und die Zahlen für beide Arten von Teilen gesondert angegeben. Für die Gewichte der Dächer sind die bisher üblichen Einheitszahlen im allgemeinen als zutreffend beibehalten.

Neuzeitlich wichtige und bemerkenswerte Zahlen sind für die Nutzlasten, namentlich auch für vielstöckige Gebäude gegeben, die Schneelast braucht von einer Dachneigung von 45° an nicht mehr in Rechnung gestellt zu werden. Der Winddruck ist — nicht einwandfrei — nach der Formel $W = w_o F_{sin}{}^2\alpha$ zu schätzen, wobei für die Einheitsbelastung w_o Zahlen von 100—150 kg/m² je nach der Höhenlage oder Ausgestaltung der Teile gegeben sind. Hier werden wohl die zurzeit von verschiedenen Seiten in Angriff genommenen Versuche in Zukunft noch zu Änderungen führen. Die zulässigen Spannungen sind beim Eisen die früheren geblieben, bei Holz sind keine besonderen Zahlen für Schubbelastung senkrecht zur Faser gegeben; bei Mauerwerk und natürlichen Steinen ist die erforderliche Sicherheit 15- bis 30-fach vorgeschrieben, während für Mauerwerk aus künstlichen Steinen nur für bestimmte Mörtelmischungen besondere zulässige Spannungszahlen gegeben sind. Auch sie schließen sich im allgemeinen dem, was bisher üblich war, an; mit Recht sind hier für Klinkermauerwerk in Zementmörtel 1 : 3 Druckspannungen bis zu 35 kg/cm², für Hartbrandziegel in verlängertem Zementmörtel bis zu 18 kg/cm² zugelassen. Daneben ist aber eine Verminderung dieser Zahlen für säulenförmige Steinkörper vorgeschrieben. Für guten Baugrund sind die bisher üblichen 3 bis 4 kg/cm² festgehalten; die nur ausnahmsweise zulässige Wahl höherer Beanspruchungen ist besonders zu begründen.

Auf die Frage des Knickens gehen die Bestimmungen in neuzeitlichem Sinne ein. Für den Fall, daß die Knickspannung — nach Euler ermittelt — wesentlich die Proportionalitätsgrenze überschreitet, ist eine Nachprüfung der Knicksicherheit nach anderen Verfahren empfohlen. —

Die für alle Hochbaustatiker und konstruierenden Ingenieure unentbehrlichen Bestimmungen werden sich bei der klaren Stoffgliederung, der übersichtlichen und präzisen Zusammenfassung überall einbürgern und mit Erfolg benutzt werden. M. F.

Zur Neuordnung des deutschen Verkehrswesens. Von Wirkl. Geh. Rat Dr. Herm. Kirchhoff.

In dieser kürzlich im Verlage des Vereins deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, erschienenen kleinen Schrift von 8 Seiten faßt der bekannte Vorkämpfer der Vereinheitlichung unseres Verkehrswesens seine Hauptforderungen zur Verreichlichung in möglichster Kürze und mit trefflicher Klarheit zusammen. Der Kernpunkt der Frage liegt für ihn in der Festsetzung des Übernahmepreises für die einzelstaatlichen Bahnen auf das Reich. Kirchhoff wendet sich scharf gegen die Absicht der Einzelregierungen, auch ihre allgemeinen Staatsschulden dabei abzustoßen. Diese stellen sich z. B. bei Bayern auf 760 Mill. bei 3320 Mill. Eisenbahnschulden und würden für alle Staaten mit Eisenbahnbesitz zusammengerechnet den gesamten Kaufpreis auf über 30 Milliarden treiben. Mit entsprechendem Verlangen könnten dann auch die übrigen Staaten hervortreten (inzwischen geschehen). Eine derartige Vorausbelastung der Reichsbahn müßte aber unweigerlich zu so hohen Tarifen führen, daß eine solche Verreichlichung die Erdrosselung des Wirtschaftslebens bedeutete, nicht seinen Wiederaufbau, was der eigentliche Zweck ist.

Diese Bedenken Kirchhoffs sind zwar durch die neuesten Ereignisse überholt (nach Zeitungsnotizen hat sich z. B. Sachsen mit dem Reich auf 2 Milliarden geeinigt und mit den Staaten ohne eigenen Bahnbesitz soll es zu entsprechenden Verhandlungen kommen), so daß diese ernsten Mahnungen ungehört verhallen werden. Jedoch ist auch die Form des weiteren Ausbaus der Reichsbahn von so großer politischen und wirtschaftlichen Tragweite, daß die Kirchhoffschen Forderungen und Vorschläge dazu, als von berufenster Seite kommend, auf Interesse in weitesten Kreisen rechnen können und deshalb hier noch kurz zusammengefaßt werden sollen:

Bevor an eine Verreichlichung der Staatsbahnen überhaupt gedacht werden darf, müssen diese erst einmal wieder in Ordnung gebracht werden. Das ist für Reich und Eisenbahnstaaten in gleicher Weise die dringlichste und brennendste Aufgabe.

Es ist ein Verhängnis, daß in diesen schwierigsten aller Zeiten an der Spitze des Reichsverkehrsministeriums ein Nichtfachmann steht. Der ihm unterstellte Apparat arbeitet in bürokratischer Abgeschlossenheit. Dagegen fordert K. für die augenblickliche Sanierung und spätere Neuordnung die Schaffung eines aus erlesenen, unabhängigen Fachmännern zusammengesetzten, mit weitgehenden Befugnissen ausgestatteten Organisationskollegiums, dessen Mitglieder nicht Partei sind wie die jetzigen Kommissare der Eisenbahnstaaten.

Anwendung kaufmännischer Grundsätze bei der Ordnung von innen heraus. Sofortige Dotierung eines großen Erneuerungsfonds, mit einer neuen Art von Reichsobligationen, gegen die die alten Eisenbahnobligationen eingetauscht werden können.

Betriebsvereinfachung durch Zweiklassensystem; durchgreifende Personalverringerung in den höheren und unteren Beamtenstaffeln — beides schon im neuen Etatjahre durchführbar.

Eine Reichsbahn schon am 1. April 1920 zu „inszenieren", ist überstürzt und nur ein Scheinmanöver. Die Reichsbahn wird dadurch nur für Dinge schon vorher verantwortlich gemacht, die sie nicht auf sich nehmen kann und darf. Übernahme des finanziellen Risikos der Staatsbahnen und Wahrung eines gewissen Kontroll- und Mitbestimmungsrechtes bis zur endgültigen Übernahme ist alles, was das Reich vernünftigerweise zunächst tun kann. Zeigt sich dann in absehbarer Zeit, was aus den Staatsbahnen betrieblich und finanziell geworden ist, so läßt sich ein gerechter Entschädigungsmodus um so leichter finden.

Entschädigungen allein, und wenn sie noch so hoch wären, genügen nicht. In Süddeutschland muß weit mehr als bisher der Reiz zur Mitarbeit geweckt und die Überzeugung herausgebildet werden, daß zum Nutzen aller Teile nur bei gemeinsamer Arbeit etwas Großzügiges im Verkehrswesen für ganz Deutschland geschaffen werden kann. Dazu ist aber der gute Wille aller Beteiligten, auch des Personals nötig.

England steht im Begriff, sein Verkehrswesen neu zu ordnen und strebt danach, durch gemeinsame und wirtschaftliche Verwaltung namentlich billige Eisenbahntarife zu erzielen. Bei uns ist man daran, die künftige Reichsbahn derartig mit fremden Schulden, Vorbehalten und Sonderrechten zu belasten, daß ihr die sich daraus ergebenden unmäßig hohen Tarife jeden Wettbewerb mit den englischen oder amerikanischen Verkehrsmitteln von vornherein unmöglich machen. —

Anschließend ist auf weiteren 8 Seiten als Beilage der Sonderdruck eines Kirchhoffschen Aufsatzes über das gleiche Thema aus Nr. 538/1919 der Deutschen Allgemeinen Zeitung beigefügt: Die Neuordnung des Verkehrswesens. Die dort aufgestellten Leitsätze behandeln die Organisation der Reichsverkehrsverwaltung, die Tilgung der übernommenen Eisenbahnschulden der Staaten, die künftige Finanzgebarung (Bildung eines Erneuerungs-, Reserve- und Baufonds, jährliche Bilanz nach kaufmännischen Grundsätzen), die Stellung des Personals und seine finanzielle Beteiligung an den Jahresüberschüssen und die Verreichlichung der größeren Privatbahnen. — Die näheren Ausführungen bewegen sich in ganz ähnlichen Bahnen wie oben besprochen, besonders breit und mit scharfen Angriffen gegen die jetzige Rechnungsführung ist die Geldfrage behandelt.

Die früheren Schriften Kirchhoffs in gleicher Sache sind bei Cotta und Greiner & Pfeiffer verlegt. Lucas-Dresden.

Beiträge zur Geschichte der Technik und Industrie. Jahrbuch des V. d. I., herausgegeben von Conrad Matschoß. 9. Band. Mit 120 Textabb. u. 4 Bildnissen. Verlag von Julius Springer, Berlin 1919. Preis M 16.—, geb. M 21.— und Sortimentszuschlag.

In dem neuen Bande der wertvollen Sammlung befinden sich die folgenden Arbeiten: Ambronn-Göttingen, Beiträge z. Geschichte der Feinmechanik; Moll-Berlin, Entwicklung des Schiffsankers bis zum Jahre 1500; Obering. Kügler-Gustavburg, Beiträge zur Entwicklung des Dampfkesselbaues in den letzten 50 Jahren, A. Pistor-Schmalkalden, Die geschichtliche Entwicklung der Eisen- und Stahlindustrie im Kreise Herrschaft Schmalkalden, Buxbaum-Charlottenburg, Der deutsche Werkzeugmaschinen- und Werkzeugbau im 19. Jahrhundert, Dr.-Ing. Wreden-Hannover, Vorläufer und Entstehen der Kammerschleuse, ihre Würdigung und Weiterentwicklung, Kommerzienrat Otto Engelhard-Berlin, Aus der Geschichte des deutschen Werkzeugmaschinenbaues.

Für den Bauingenieur hat das vornehmlichste Interesse die Wredensche Arbeit über die Entwicklung der Kammerschleuse. Sie ist aus alten und neueren deutschen, holländischen, lateinischen und italienischen Quellen und aus den Ergebnissen einer Studienreise nach Holland, Paris und London geschöpft und bildet einen Teil der Dissertationsschrift des Verfassers. In anschaulicher Weise sind die Ergebnisse der Quellenforschung dargestellt, und es dürfte für alle Bauingenieure, insbesondere die Wasserbauer unter ihnen, sehr lohnend sein, den reizvollen Ausführungen des Verfassers in die Vergangenheit dieses Zweiggebietes des Wasserbaues zu folgen. Es ist unmöglich, hier näher auf die allenthalben anregende Arbeit einzugehen; auszusprechen

ist aber, daß es keine trockene Chronikverarbeitung ist, sondern daß in fesselnder Weise die verschiedenen Stufen der technischen Lösung einer wasserbaulich und verkehrstechnisch ungeheuer wichtigen Frage vorgeführt werden. Es werden eine ganze Reihe verlassener Verfahren, die alle den Zweck nur ungenügend erfüllen, vorgeführt, in der richtigen Auffassung, daß auch der Rückblick wertvoll ist, und daß oft schon in der Technik ein alter Gedanke nach langer Ruhe sich unter veränderten Verhältnissen plötzlich als wieder brauchbar erwiesen hat, so daß er zu neuem Leben erwachte. Eine Vereinfachung und Verbesserung im Ausdruck, eine Einschränkung des Fremdwörtergebrauchs würden dem Verständnis der Darlegungen förderlich sein. Insbesondere ist der Titel der besprochenen Arbeit stilistisch unhaltbar.

Die Matschoßsche Sammlung erfüllt eine sehr wichtige Aufgabe, wenn sie Licht über die Entwicklung der Technik ausgießt. Ein so bedeutender Zweig des menschlichen Wirkens wie die Technik verdient es an sich, daß seine Geschichte geschrieben werde. Aber auch der praktische Nutzen solchen Unternehmens ist groß. Festigt doch gerade der geschichtliche Rückblick alle unsere Begriffe in der Technik, wird doch dadurch ein Ansporn zur Weiterentwicklung gegeben, wird mancher längst verlassene Gedanke dadurch wieder zur Erörterung gestellt und seine Verknüpfung mit neuen Gedanken angeregt.

Dr. W. Kunze.

M. F. Winteler, Die heutige industrielle Elektrochemie. Aus Technik und Wirtschaft Bd. 2. Verlag von Rascher & Co. Zürich 1919. 80 S. in kl. 8° mit 26 Abb. im Text und 2. Tafeln.

Die Schrift enthält einen kurzen und auch für den Nichtchemiker klar geschriebenen Abriß über die heute in der Technik betriebenen elektrochemischen und elektrothermischen Arbeitsweisen. Die Angaben sind im allgemeinen sachgemäß; die Tafel über die Verwendbarkeit des Azetylens mutet freilich etwas phantastisch an, sie enthält mehr Möglichkeiten als Wirklichkeiten. Die Behandlung des ganzen Gegenstandes geschieht, durchaus berechtigter Weise, von allgemein wirtschaftlichen Gesichtspunkten aus, und zwar unter vorwiegender Berücksichtigung der Verhältnisse der Schweiz als eines an Wasserkräften reichen, an Kohlen aber ganz armen Landes. Es stehen daher die für die Wirtschaftlichkeit der Ausnutzung der Wasserkräfte maßgebenden Gesichtspunkte im Vordergrunde. Wenn sie in elektrische Energie umgewandelt werden, so liegt, sofern diese zur Erzeugung von Licht und von Triebkraft für Verkehrsmittel dient, bekanntlich die wirtschaftliche Schwierigkeit vor, daß einerseits die Ergiebigkeit der Wasserkräfte nach der Jahreszeit eine wechselnde, anderseits die Beanspruchung der elektrischen Zentralen zwar auch etwas nach der Jahres-, besonders aber nach der Tageszeit eine sehr ungleichförmige ist, der Nutzeffekt also ungünstig bleiben muß. Im Gegensatz hierzu stehen die elektrischen Betriebe der chemischen und metallurgischen Industrie, da sie für eine gegebene Kraft eine zeitlich konstante Beanspruchung nicht nur erlaubt, sondern meist gebieterisch beansprucht. Beide Arten von Anwendungen elektrischer Energie werden deshalb bisher getrennt betrieben. Der Verfasser redet einer Vereinigung beider das Wort, derart, daß die chemischen Betriebe zum Ausgleiche der Beanspruchungsschwankungen von Licht- und Kraftwerken an diese angeschlossen werden. Wenn auch ausnahmsweise, z. B. bei der Verbrennung der Luft im Flammenbogen zwecks Gewinnung von Salpetersäure, solche Vereinigung möglich und auch gelegentlich schon durchgeführt ist, so sind doch die betriebstechnischen und wirtschaftlichen Bedenken, die sich bei zeitlich ungleichmäßiger Durchführung chemisch-elektrischer Betriebe, also der Verwendung wechselnder Stromstärken oder gar vorübergehender Ein- und Ausschaltung von Apparaturgruppen, ergeben und die gegen die Stillegung der Betriebe über Monate hin zu erheben sind, so groß, daß eine solche Maßnahme wohl nur in ganz seltenen Fällen wirtschaftlichen Nutzen bringen kann. Der Verfasser erörtert auch das Für und Wider solcher Vereinigung, doch dürfte der Nichtchemiker schwer die volle Größe der gegen die Vorschläge des Verfassers bestehenden Bedenken aus seinen Ausführungen heraus erkennen. Insbesondere betont er zu wenig die Schwierigkeiten, die auch in dem Falle, daß eine chemische Fabrikation große Beanspruchungsschwankungen ihrer Anlagen vertragen sollte, darin liegen, daß der Umfang chemischer Betriebe vor allem durch die Absatzmöglichkeit ihrer Erzeugnisse, weit weniger durch den Betrag etwa brach liegender und darum für sie billiger Kräfte bestimmt sein kann. Bauingenieure werden daher gut tun, den Ausführungen des Verfassers mit einiger Vorsicht zu begegnen.

Dr. Fritz Foerster.

Das Volksbad, seine Errichtung und sein Betrieb. Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Volksbäder in Berlin. Mit einem Titel. Verlag Julius Springer, Berlin 1919. 104 S. Preis M 6,—; und Teuerungszuschlag.

Die Bedeutung des Badewesens nicht nur für die Gesundheit und Kraft des Volkes, sondern auch für dessen Erziehung zu Sauberkeit und Ordnung und für dessen gesamte kulturelle Hebung wird gemeinhin noch bei weitem nicht genügend gewürdigt. Die in dieser Richtung liegenden Bestrebungen der Deutschen Gesellschaft für Volksbäder verdienen weiteste Anerkennung und Verbreitung.

Es ist der Zweck des vorliegenden Buches, denen die nötigen Anweisungen und Unterlagen zu geben, die diese Bestrebungen nicht nur mit Worten unterstützen, sondern auch durch Schaffung von Badegelegenheit in Städten und Dörfern in die Tat umsetzen wollen.

In dem Buch ist mit großem Fleiß alles zusammengetragen, was zu diesem Zweck wissenswert sein könnte, von den gesetzlichen Bestimmungen und Verordnungen angefangen bis zur Frage hinab, wie man Zisternenwasser schmackhaft machen könne. Bäder im Freien und in geschlossenen Räumen, in Dörfern, Fabriken, Schulen und Anstalten, Tummelplätze, Luft- und Sonnenbäder, Herstellungskosten und Bäderpreise, kurz alles wird berührt. Doch „war es nicht die Absicht, alle Einzelheiten der Ausführung von Bädern zu behandeln, die im üblichen Wirkungskreise der Architekten und Ingenieure liegen".

Das Literaturverzeichnis zeigt, wie wenig die das Badewesen betreffenden Fragen außer in den Veröffentlichungen der Deutschen Gesellschaft für Volksbäder im übrigen Schriftwesen behandelt sind. Deshalb ist es ein Verdienst, daß hier einmal das Vorhandene gesammelt und ergänzt ist. Es wäre aber zu wünschen, daß bei einer Neubearbeitung manches fortgelassen würde, was unwichtig ist oder was sich ein jeder selbst sagen kann. Dagegen könnten manche wichtigen Punkte eingehender behandelt und aus dem Allgemeinen besser herausgehoben werden; das gilt besonders für solche Fälle, wie sie häufiger vorkommen. So wie das Buch vorliegt, wird es leicht ermüdend wirken und dem, der in speziellen Fällen Auskünfte sucht, nicht ganz Genügendes bieten.

Trotzdem bleibt die Sammlung sehr verdienstvoll und wird dem, der Informationen sucht, viele Anregung bieten.

K. A. Hoepfner-Karlsruhe Bd.

Mehrteilige Rahmen. Verfahren zur einfachen Berechnung von mehrstieligen, mehrstöckigen und mehrteiligen geschlossenen Rahmen (Rahmenbalkenträgern) von Ing. Gustav Spiegel. Mit 107 Textabbildungen. Berlin, Verlag von Julius Springer, 1920. Preis M. 18,— und Sortimentszuschlag.

Die Hauptschwierigkeit in der Berechnung mehrfach statisch unbestimmter Tragwerke liegt bekanntermaßen darin, daß bei Anwendung der meisten im Gebrauche stehenden Methoden Gleichungen mit mehreren Unbekannten aufzulösen sind; ihre tatsächliche Ausführung ist ebenso zeitraubend wie unübersichtlich und steigert sich beim Anwachsen der Überzähligen fast zur praktischen Undurchführbarkeit; überdies schließt ein solches Verfahren die Anhäufung von schwer feststellbaren Fehlerquellen in sich. Zahlreiche Forscher versuchten daher, diese Mängel durch Angabe fertiger Formeln bzw. Gleichungsgruppen für einzelne, häufiger vorkommende Tragsysteme zu umgehen bzw. durch fallweise zulässige Näherungsannahmen und Methoden zu beseitigen.

Nun ist es aber von Wichtigkeit, eine statische Berechnung nicht nur nach einer Gebrauchsanweisung mechanisch nachzurechnen, sondern sie auch in ihrem inneren Zusammenhang zu erfassen und die Entstehung und Bildungsweise der Formeln zu erkennen.

Spiegel hat sich die Aufgabe gestellt, die genannten Schwierigkeiten nicht zu umgehen, sondern zu lösen, und zwar durch möglichst weitgehende Klärung des Kräftespieles und zergliedernde Betrachtung der statischen Eigenart der Rahmentragwerke. Dadurch gelingt es ihm, den Rechnungsgang bedeutend abzukürzen, ihn gleichzeitig übersichtlich zu gestalten und die Fehlerquellen herabzumindern; nach seinem Verfahren werden Gleichungsgruppen überhaupt vermieden, indem sich die Berechnung stets auf Gleichungen mit nur einer Unbekannten zurückführen läßt, sogar unter Ausschluß besonderer Zwischenrechnungen. Die Berechnung erfolgt auf Grund ganz einfacher, fast unmittelbar aus der Anschauung sich ergebender Beziehungen aus den Formänderungen mit Hilfe des Mohrschen Satzes von der zweiten Querkraft (Formänderungswinkel). Zugrunde gelegt werden ferner die üblichen Annahmen, daß einerseits die Wirkung der Quer- und Längskräfte vernachlässigt wird, anderseits die Trägheitsmomente im allgemeinen verschieden, jedoch innerhalb der Feldlängen konstant sind; außerdem sind vornehmlich symmetrische Traggebilde ins Auge gefaßt; doch läßt sich die Zurückführung auf Gleichungen mit nur einer Unbekannten auch bei unsymmetrischen Tragwerken erzielen.

Was den pädagogischen Wert des Spiegelschen Werkes besonders erhöht, ist die stete Betrachtung der statischen Seite und der eingehende Hinweis auf die Wechselbeziehung zwischen Formänderung und Berechnung.

Durch die beständige Zurückführung auf den statisch einfacheren Fall wird die Wahl der Überzähligen eine mehr natürliche, die sich fast von selbst ergibt und keine besonderen Anforderungen an die Erfindungsgabe stellt. Tragwerke von vielfacher statischer Unbestimmtheit lassen sich daher ohne besondere Schwierigkeit oder Näherungsannahmen berechnen. Von besonderem Interesse dürfte vornehmlich die einfache und genaue Berechnung des Vierendeelträgers sein, bei dem die Anzahl der Felder, also der Grad der Unbestimmtheit nicht in Betracht kommt, gleichgültig, ob die Last im Knoten oder im Felde wirkt.

Alles in allem stellt das Spiegelsche Buch eine sehr schätzenswerte Bereicherung des Schrifttums über die Rahmen dar und wird — wegen seines logischen Aufbaues, seiner Gründlichkeit und seiner vorbildlich eingeordneten zahlreichen Hinweise auf Arbeiten anderer Forscher — sicherlich die Wertschätzung der Fachwelt finden.

Ing. L. Herzka.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W 9.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang — 31. Mai 1920 — Heft 10

DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR DAS BAUINGENIEURWESEN.

Am Dienstag, den 4. Mai traten auf Einladung einer Anzahl Berliner Fachgenossen eine größere Anzahl Vertreter des Bauingenieurwesens im großen Sitzungssaal des Vereins deutscher Ingenieure zusammen, um sich über die Zusammenfassung aller deutschen Bauingenieure in einer Gesellschaft auszusprechen und eine solche Gründung in die Wege zu leiten. Hierbei war der Gedanke leitend gewesen, daß die durch den Krieg geschaffene Sachlage alle Kreise, die auf das Wirtschaftsleben einen Einfluß auszuüben imstande sind, zwingt, sich zu tatkräftiger Mitarbeit am Wiederaufbau unseres Vaterlandes zu rüsten, und daß bei allen den Neugründungen aus technisch-wissenschaftlichen Kreisen, die jene Aufgabe zu erfüllen sich zum Ziel gesetzt haben, allein das wichtige Gebiet des Bauingenieurwesens zurückgeblieben ist. Der Grund hierfür liegt nur darin, daß es diesem hochbedeutsamen Gebiete bisher an einer großzügigen Entwickelung gefehlt hat — ein Mangel, dem durch den geplanten Zusammenschluß nunmehr endlich abgeholfen werden soll, und auch gesteuert werden muß, da jeder Zweig der technischen Wissenschaften einer Organisation bedarf, um fruchtbringende Arbeit zu leisten. Dabei ist aber nicht zu übersehen, daß eine solche neue Vereinigung nicht nur dem immerhin engen Fachgebiete zu dienen bestimmt, sondern auch verpflichtet ist, das gemeinsame Ziel der verschiedenen Zweige ins Auge zu fassen, damit die trennenden Mauern zwischen den einzelnen Fachgebieten fallen und auf den Grenzgebieten die Verbindungen geschaffen oder aufrecht erhalten werden, die zu gegenseitiger Befruchtung in wirtschaftlich- und technisch-wissenschaftlicher Hinsicht von hoher Bedeutung sind. Die Organisation soll der Pflege wissenschaftlicher Arbeit und der Hineintragung und Nutzbarmachung von deren Ergebnissen in die weitesten Kreise der Bauingenieure dienen; sie soll aber nicht bestimmt sein, sich mit Standes- und Berufsfragen zu befassen, die in anderen Körperschaften bereits hinreichende Vertretung finden. Die Organisation soll einfach und ohne unnötigen Kostenaufwand vor sich gehen, aber möglichst beweglich und umfassend gestaltet werden. Um dies zu erreichen, ist eine gewisse örtliche, zum Teil auch durch eine Personalunion bedingte lose Verbindung mit dem Verein deutscher Ingenieure geplant, der eine bewährte Geschäftsstelle darbietet und in gewissem Sinne als Bindeglied allein schon seiner geschichtlichen Bedeutung und seines Umfanges, wie seiner Vielseitigkeit willen, als Bindeglied für die verschiedenen Vereinigungen auf dem Gebiete des Ingenieurwesens betrachtet werden darf.

Diese leitenden Gesichtspunkte fanden auch in der von Geh. Baurat Dr. Ing E. h. Taaks aus Hannover geleiteten Versammlung allseitige Zustimmung. Im besonderen wurde in ihr noch betont, daß eine Notwendigkeit der Zusammenfassung aller Bauingenieure allseitig anerkannt wird und ihr Fehlen bisher als ein recht erheblicher Mangel empfunden worden ist, und zwar nicht nur bei den in Deutschland, sondern vor allem bei den im Auslande tätigen Bauingenieuren. Letztere haben niemals gewußt, wo sie Anschluß suchen sollten, ihre Weiterbildung fachlicher Art bewirken könnten. Weiter wurde unter allseitiger Zustimmung hervorgehoben, daß die Vereinigung sowohl technisch — wie vor allem wirtschaftlich — wissenschaftlich arbeiten soll, und daß gerade in letzterer Hinsicht noch ein reiches Entfaltungsgebiet dem Bauingenieur offenstehe und er gerade hier zum Besten der Allgemeinheit in vaterländischem Sinne sehr segensreich arbeiten könne und müsse. Hierzu wird es aber auch notwendig sein, Zweigvereine der neuen Gesellschaft zu begründen, um überall im Lande eine rege Mitarbeit und eine Heranziehung aller Bauingenieure zu sichern. Wie die Verhältnisse in Zukunft einmal zum Verein deutscher Ingenieure sich gestalten werden, wie zum andern die Bauingenieure, die zum Teil im Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine schon einen — freilich ihren Interessen in der Regel nur wenig Rechnung tragenden — Zusammenschluß haben, sich zur Neugründung stellen, kann der Entwicklung in Zukunft um so eher überlassen bleiben, als die neue Vereinigung nicht im Gegensatz zu den älteren Vereinen und Verbänden gegründet wird und anderen Zielen nachstrebt wie sie. Naturgemäß wird auch der Erfolg der Neugründung davon abhängig sein, was sie ihren Mitgliedern zu bieten vermag. Neben dem Zusammenschlusse der Fachgenossen an sich soll in Zukunft in einer noch festzusetzenden Form allen Mitgliedern eine Gesellschaftszeitschrift zur Verfügung gestellt werden, in der sich das wissenschaftliche Leben der Gesellschaft wiederspiegeln soll. Nach den bisherigen Verhandlungen wird hierzu die vorliegende Zeitschrift „Der Bauingenieur" in Aussicht zu nehmen sein, von der ein bestimmter Teil alsdann das Organ der neuen Gesellschaft bilden könnte. Jedoch sind gerade über diese wichtigen Entschließungen die Verhandlungen noch im Gange.

Als Niederschlag aller, durchaus einheitlichen Ansichten der Versammlung wurden endlich Richtlinien für eine Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen einstimmig angenommen. Ihre wichtigsten, zunächst mit Recht nur ganz allgemeinen Bestimmungen seien nachfolgend mitgeteilt:

„Die Gesellschaft bezweckt die Förderung wissenschaftlicher Arbeit auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens.

Mitglieder der Gesellschaft können alle Personen werden, die nach ihrer Ausbildung und fachlichen Betätigung geeignet sind, die Ziele der Gesellschaft zu fördern.

Bei Mitgliedern des Vereines deutscher Ingenieure genügt zur Aufnahme die Anmeldung. Über die Aufnahme anderer Personen entscheidet der Vorstand.

Die Geschäfte der Gesellschaft werden besorgt:

von der Mitgliederversammlung,
von dem Vorstande und
von einer Geschäftsstelle.

Dem Vorstande steht ein wissenschaftlicher Beirat zur Seite.

Der Vorstand besteht aus 15 Personen, die von der ordentlichen Mitgliederversammlung gewählt werden.

Um die Beziehungen zu den übrigen Zweigen des Ingenieurwesens zu fördern, soll wenigstens ein Drittel der Vorstandsmitglieder aus dem Kreise der Mitglieder des Vereines deutscher Ingenieure gewählt werden.

Der Vorstand bestimmt seine Geschäftsordnung selbst. Zur Erledigung der laufenden Geschäfte setzt er einen Ausschuß von dreien seiner Mitglieder ein.

Die Amtsdauer der Vorstandsmitglieder beträgt drei Jahre; sie beginnt mit dem 1. Januar des der Wahl folgenden Jahres.

Die Vorstandsmitglieder bleiben nach Ablauf ihrer Amtszeit weitere 5 Jahre Mitglieder des wissenschaftlichen Beirates.

Alljährlich findet eine ordentliche Mitgliederversammlung zur Erledigung der Geschäfte statt. Nach Bedarf hat der Vorstand das Recht, außerordentliche Mitgliederversammlungen zu berufen. Er ist dazu verpflichtet, wenn mindestens ein Drittel der Vorstandsmitglieder oder ein Fünftel der Mitglieder der Gesellschaft es fordern.

Die Mitgliederversammlung hat folgende Obliegenheiten:

a) Wahl des Vorstandes,
b) Entgegennahme eines Geschäftsberichtes des Vorstandes und der Abrechnung, Erteilung der Entlastung für den Vorstand und die Geschäftsstelle,
c) Festsetzung der Mitgliedsbeitragshöhe.

Die Geschäftsstelle der Gesellschaft soll in der Geschäftsstelle des Vereines deutscher Ingenieure gebildet werden. Die näheren Bestimmungen darüber soll der Vorstand treffen, soweit nicht die Mitgliederversammlung darüber Verfügung getroffen hat usw."

Endlich wählte die Versammlung einen provisorischen Vorstand aus 15 Personen, der die weiteren vorbereitenden Schritte zur endgültigen Gründung der Gesellschaft vornehmen, die Satzungen für sie entwerfen und vor allem die Verhandlungen wegen Schaffung eines Gesellschaftsorgans führen soll. Die Gründung der Gesellschaft selbst soll voraussichtlich im Oktober dieses Jahres, und zwar in Weimar, wie einstimmig beschlossen wurde, stattfinden. Nach hierher sollen alsdann die Bauingenieure aus allen Teilen des Reiches geladen werden. Möchten sie in großer Anzahl dem Rufe Folge leisten und dazu mithelfen, daß nunmehr auch für unser Bauingenieurwesen die so notwendige und allseitig als fehlend anerkannte technisch- und wirtschaftlich-wissenschaftliche Zusammenfassung Tat werde. Dazu helfe ein jeder Fachgenosse, der sein Fach liebt und auch ihm die maßgebende Stelle in unserem Volks- und Wirtschaftsleben eingeräumt sehen möchte.

Den Schluß der hochbefriedigenden Veranstaltung bildete ein alle Zuhörer in hohem Grade fesselnder Vortrag von Professor Dr. Blum (Hannover) über das Verhältnis von Eisenbahnen und Kanälen. Die Ausführungen des Redners paßten sich in glücklichster Weise an die vorangegangenen Erörterungen an, ließen sie doch mit zwingender Notwendigkeit erkennen, welche für unser ganzes Wirtschaftsleben schwerwiegendsten Fehler gemacht worden sind, aber auch noch täglich gemacht werden, weil der wissenschaftlich gebildete Bauingenieur auch heute noch immer nicht an der Stelle steht, die ihm gebührt, weil seine Erfahrungen, sein fachlicher Rat, seine fachliche Verantwortlichkeit immer noch nicht die für das Allgemeinwohl erforderliche Beachtung und Würdigung finden.

Möge die neue Gesellschaft auch hier Wandel zu schaffen wissen! Sie wird es können, wenn auch im Bauingenieurwesen der Grundsatz zur Tat wird: „Einer für alle, alle für einen!" M. F.

KANALBAUPLÄNE.

Von Dr.-Ing. Deichmann, Oberingenieur, Münster i. W.

Für den zweckmäßigen Ausbau unseres Wasserstraßennetzes sind während des Krieges und danach so viele Vorschläge gemacht, daß es sich jetzt wohl verlohnt, einmal darauf einzugehen. Zweifellos hat man die Bedeutung der Wasserstraßen vor dem Kriege als belanglos angesehen, und erst der Krieg mit seinen gegen jetzige Zeiten allerdings noch unbedeutenden Verkehrsnöten hat uns gezeigt, wie dringend notwendig das im Zuge der mitteldeutschen Wasserstraße noch fehlende Stück Hannover—Elbe war, wie groß überhaupt die Nachteile waren, die sich aus dem Fehlen eines gut ausgebauten Wasserstraßennetzes in Deutschland ergaben. Man hat lange die Wasserstraßen als durch die Eisenbahn überholt angesehen, als einen lästigen Wettbewerber dieses vor dem Kriege so ertragreichen Staatsunternehmens, statt in ihm einen Zubringer, einen Förderer von Handel und Wandel zu sehen. Zwar unterbreitete die preußische Regierung der Volksvertretung verschiedene Vorlagen zur Erbauung künstlicher und zum Ausbau natürlicher Wasserstraßen, aber entweder wurden diese Vorlagen rundweg abgelehnt oder nur als Bruchstücke bewilligt. Das im Kriege so schmerzlich entbehrte Stück Hannover—Elbe wurde einseitigen Parteiinteressen geopfert, die ostelbischen Großgrundbesitzer wollten kein Einfallstor für ausländisches Getreide schaffen und gaben als Grund ihrer Ablehnung an, der Kanal werde die Staatsbahn schädigen.

Woran lag es, daß bei uns der Bau von Wasserstraßen nicht in Gang kommen sollte?

Sehen wir uns z. B. unsere Nachbarn im Westen an, so ist festzustellen, daß in Frankreich unmittelbar nach dem Kriege 1870 eine lebhafte Werbung für Erweiterung und Ausbau des Wasserstraßennetzes seitens der Regierung einsetzte. Frankreichs Industrie ging schweren Zeiten entgegen. Deutschland war durch den Krieg wirtschaftlich erstarkt, begann seine Industrie auszubauen und Rußland erließ gleichzeitig ein Einfuhrverbot für industrielle Erzeugnisse, um die Erträge seiner Bodenschätze dem eigenen Lande zugute kommen zu lassen. Da erkannte die französische Regierung richtig, daß man der Industrie nur wieder auf die Beine helfen könne, wenn man ihr billige Beförderungsmöglichkeiten schaffe und wagte von der Volksvertretung zur Erfüllung des nach seinem übrigens erst vor wenigen Monaten gestorbenen Verfasser benannten Freycinetschen Programms 832 Millionen Franken zur Erbauung von 2935 km neuen und zum Ausbau von 10 000 km bestehenden Wasserstraßen zu fordern. Diese für damalige Zeit ganz bedeutende Summe wurde bewilligt, obwohl Frankreichs Steuerkraft noch ganz gewaltig unter der Bezahlung der alles in allem 22 Milliarden Franken betragenden Kriegskosten litt. Das Freycinetsche Programm wurde sehr schnell in die Wirklichkeit umgesetzt und äußerst zahlreich sind gerade die nördlichen industriereichen Gegenden Frankreichs von künstlichen Wasserstraßen durchzogen, die ja auch teilweise von uns bei Durchführung unserer kriegswirtschaftlichen Aufgaben benutzt wurden.

Ähnlich lagen die Verhältnisse in Belgien, und dieses Land, von der Größe der preußischen Provinz Pommern etwa, ist heute mit einem dichten Netz von rd. 1600 km schiffbarer Wasserstraßen durchzogen, dessen Güte allerdings durch die Verschiedenartigkeit seiner Abmessungen einige Einbuße erleidet.

Warum geschah trotz unseres bedeutenden wirtschaftlichen Aufschwunges bei uns nichts dergleichen?

Als ein wesentlicher Grund ist wohl die Vereinigung des Ministeriums für Eisenbahnen und Wasserstraßen in einer Hand anzusehen. Das ertragreiche Unternehmen der Eisenbahn wurde mit allen Mitteln gefördert, die Wasserstraßen, welche unmittelbar nichts einbrachten, sondern nur Zuschüsse erforderten, waren das Stiefkind. So ließ es die Regierung an werbender und aufklärender Arbeit für den Ausbau unseres Wasserstraßennetzes fehlen, und die Gegner desselben hatten leichtes Spiel.

Auch das Beförderungswesen der Militärverwaltung war ganz auf die Eisenbahn eingestellt, und sie entschloß sich erst sehr spät unter dem Drucke der Verhältnisse, auch die Wasserstraßen zu ihren Transporten heranzuziehen, was dann z. T. nur mit großen Kosten erreicht werden konnte.

Das soll ja nun anders werden! Allmählich dämmert überall die Erkenntnis auf, welche Bedeutung den Wasser-

straßen zukommt. Eine Anzahl Vereine und Körperschaften haben Entschließungen gefaßt und den maßgebenden Stellen übermittelt, daß infolge der furchtbaren Bedrohung des deutschen Wirtschaftslebens durch die Friedensbedingungen dieses jetzt mit allen Mitteln gestützt werden müsse, und das werde u. a. auch durch den Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes erreicht werden, welches für Massengüter stets billigere Transporte als auf der Eisenbahn ermögliche.

Der Ausbau des Mittellandkanals ist genehmigt, ein Stück davon bereits im Bau, und über die Linienführung des Restes wird der Gesamtwasserstraßenbeirat demnächst zu urteilen haben. Die Nordlinie, der ursprüngliche Entwurf, ist aufgegeben. Die heutigen schwierigen Arbeitsverhältnisse werden natürlich nicht zur Beschleunigung der Arbeiten beitragen, aber das sind Erscheinungen, die überwunden werden müssen. Aber auch an anderen Stellen in Deutschland regt es sich. Bereits in den letzten Kriegsjahren wurde in Bayern der zeitgemäße Ausbau des Main-Donau-Kanals beschlossen und die Vorarbeiten unter dem tatkräftigen Ansporn des früheren Königs in Angriff genommen. Die Bedeutung dieses Wasserweges spricht für sich selbst und ist damals in den Zeitungen ausreichend erörtert.

In neuerer Zeit ist eine weitere Verbindung vom Rhein zur Donau mit Hilfe des Neckars geplant. Bei dieser Anlage sollen ganz bedeutende elektrische Kräfte gewonnen werden, und das macht diesen Plan zu einem wirtschaftlich ganz besonders wichtigen. In der Hauptversammlung des südwestdeutschen Kanalvereins, welche im Dezember in Mannheim stattfand, machte Baurat Böhmler, Mannheim, sehr belangreiche Angaben über diesen Kanalentwurf. Als wesentlichstes Ergebnis seiner Ausführungen ist das zu verzeichnen, daß die gesamten Baukosten des Rhein-Neckar-Donau-Kanals von Mannheim bis Kelheim durch den Ertrag der Wasserkräfte nicht nur verzinst, sondern auch innerhalb 50 Jahren getilgt werden können, daß weiter die Schiffahrtsbetriebskosten durch irgendwelche Kanalunterhaltungskosten nicht vermehrt und kaum größer werden, als die Schiffahrtsbetriebskosten auf dem Rhein. Dieser Entwurf steht und fällt mit der von genanntem Fachmann erdachten Tauchschleuse, welche hoffentlich die in sie gesetzten Erwartungen erfüllt. Bislang war es mit den zur Überwindung größerer Höhenunterschiede in Kanälen zur Verfügung stehenden Mitteln nicht möglich, Höhenunterschiede von 30 m und mehr mit einem Bauwerk zu überwinden, wie das mit der Tauchschleuse der Fall sein wird. Die größte Hubhöhe des mit Schwimmern und Schraubenspindeln ausgerüsteten Hebewerkes von Henrichenburg beträgt 16 m, und mit dem größten nach dem System Clark in den Vereinigten Staaten gebauten Hebewerk werden 20 m überwunden; damit dürften für diese Bauarten die Grenzen der Hubhöhe erreicht sein, und die Erfindung der Tauchschleuse stellt daher eine Tatsache von ganz außerordentlicher Tragweite dar. Manche Wasserstraße gelangt durch sie erst zur Bauwürdig- und Baumöglichkeit. Es wird deshalb für unsere Volkswirtschaft von größter Bedeutung sein, ob sich diese Schleuse bewährt. Die Grundlagen dafür dürften jedenfalls dadurch gegeben sein, daß der Entwurf bis ins Einzelne äußerst sorgfältig durchdacht und durchgearbeitet ist und daß bewegliche und empfindliche maschinelle Einrichtungen möglichst vermieden sind.

In einer weiteren Versammlung im Dezember in Stuttgart, welche vom Verband württembergischer Industrieller einberufen war, und an welcher Regierungsvertreter teilnahmen, wurde besonders die technische Seite des Entwurfs besprochen und betont, daß dieser Kanal kein Gegenunternehmen für die bayrischen Bestrebungen werden solle, sondern daß er gerade Bayern großen Nutzen bringen werde.

Für einen weiteren Kanalplan wird die Erfindung der Böhmlerschen Tauchschleuse wahrscheinlich von Bedeutung werden: Bereits vor dem Kriege bestand die Absicht, einen Kanal vom Rhein zur Schelde zu bauen. Wenn damals manche Kreise diesem Gedanken wenig günstig gegenüberstanden, so hat sich vielleicht dieser Standpunkt geändert durch die inzwischen gänzlich anders gewordenen Wirtschaftsbedingungen. Wenn wir vor dem Kriege den Kanal als Einfallstor belgischer Kohle fürchten und daher ablehnen mußten, so ist das heute anders, die Einfuhr fremder Kohle kann uns bei unserer derzeitig geringen Kohlenförderung nur erwünscht sein. Belgien wird zur Erfüllung des Abschnitts 12 des Friedensvertrages alles daransetzen, uns zur Erbauung dieses Kanals zu zwingen, da er vorzugsweise geeignet ist, das Übergewicht Rotterdams über Antwerpen abzuschwächen. Für den Bau liegen bislang 3 deutsche Entwürfe vor, von denen der Entwurf des Oberingenieurs der Stadt M.-Gladbach M. Valentin sowohl in technischer wie wirtschaftlicher Hinsicht entschieden den Vorzug verdient. Auch hierbei handelt es sich, wenn auch nur an wenigen Stellen, um Überwindung größerer Höhen, wo die Böhmlersche Tauchschleuse angebracht sein kann. Zur Förderung der Kanalpläne ist in M.-Gladbach eine Vereinigung gegründet, welche vor kurzem ihre Satzungen versandte und sich die Mitarbeit des Geheimrats de Thierry, Berlin, gesichert hat.

Zur Schiffbarmachung der Ruhr hat sich bereits 1908 eine Vereinigung gebildet. Vor Jahrhunderten schon bestand auf der Ruhr lebhafter Schiffsverkehr, der jedoch um die Mitte des 19. Jahrhunderts mangels ausreichender Anlagen und Fahrtiefe dem Ansturm der Eisenbahn erlag, und heute ist die Schiffahrt bedeutungslos. 1914 legte der Verein einen grundsätzlichen Entwurf vor, der die Möglichkeit der Schiffbarmachung der Ruhr für ein 1000- oder sogar ein 1700-t-Schiff nachweisen sollte. Der Krieg hat die Bestrebungen des Vereins natürlich nicht unterstützt, so daß bestimmte Ergebnisse noch nicht vorliegen. Jedenfalls scheint die Kanalisierung der Ruhr und der später vorgeschlagene „Industrie-Ring-Kanal" zum Anschluß der Ruhr von Westhofen—Schwerte über Hörde an den Lippe-Seitenkanal südlich Lünen und den Dortmund-Ems-Kanal nördlich Dortmunds bei der regen industriellen Tätigkeit dieses Gebietes sehr aussichtsreich. Diese Nord-Süd-Verbindung von einer Länge von rd. 27 km wird trotz des etwa 3 km langen Tunnels, mit welchem das Ardey-Gebirge durchfahren wird, keine Schwierigkeiten technischer Art bieten, wohl aber werden die zum Bau notwendigen Mittel ziemlich bedeutend werden.

Die Kanalisierung der Mosel, die, wenn nicht der Krieg dazwischen kam, infolge der großartigen Entwicklung des lothringischen Industriegebietes wohl nicht mehr aufschiebbar war, und die Schiffbarmachung des Oberrheins von Mannheim bzw. Straßburg bis Basel werden durch die Folgen des Friedens von Versailles wohl, wenn nicht für immer, so doch um lange Zeit verschoben sein. Die Wechselbeziehungen zwischen Ruhrgebiet und Lothringen haben durch die Abtrennung Lothringens vom Reich aufgehört zu bestehen, und daher entfällt für uns die Notwendigkeit der Moselkanalisierung. Dem Vernehmen nach beabsichtigt Frankreich die Mosel bis zur neuen Landesgrenze zu kanalisieren, und zwar schon als Großschiffahrtsweg, während das französische Kanalnetz bisher fast ganz für die „Péniche", das 312 t fassende französische Kanalschiff, ausgebaut ist. Die Verhandlungen über Schiffbarmachung des Oberrheins dürften durch das Dazwischentreten Frankreichs als neuer Uferstaat, der alle Vorteile und Ausbeute an Kraft für sich beansprucht, kaum eine Förderung erfahren.

Ebenso wird der Verein „Deutsche Rheinmündung", der gegen Jahresschluß seine Hauptversammlung in Berlin abhielt, und dessen Bestrebungen in neuerer Zeit infolge der Verkehrsschwierigkeiten und der Kohlennot eine ständig steigende Anhängerschaft im rheinisch-westfälischen Industriegebiet besonders erlangt haben, durch die Internationalisierung des Rheins sicher keine Unterstützung seiner Pläne erfahren, über deren Wirtschaftlichkeit die Ansichten allerdings weit auseinandergehen.

Anders steht es mit den Bestrebungen des Bremer Kanalvereins, der neben anderen, mit verschiedenen Körperschaften gemeinsamen Zielen die Erbauung eines Kanals

Bramsche—Bremen—Stade als kürzeste und wirtschaftlichste Verbindung zwischen dem rheinisch-westfälischen Industriegebiet und den Nordseehäfen erstrebt und wenigstens nicht durch irgendwelche Bestimmungen des Friedensvertrages in seinen Bemühungen behindert ist. Durch diesen Kanal soll der Verkehr Bremens, das durch die Bevorzugung Emdens und das Fallenlassen der Nordlinie des Mittellandkanals sehr zurückgesetzt sei, wieder gehoben werden.

Auch die Verwirklichung der Pläne des Werra-Kanal-Vereins, der seit längerer Zeit wieder Anfang Dezember in Cassel tagte, würde gerade für Bremen von unschätzbarem Vorteil sein. Der Verein zielt auf den Bau einer Verbindung von Main und Weser unter Benutzung des Werratales hin. Bremen würde damit zum Ausfuhrhafen eines gewissen Teiles von Süddeutschland werden. Anderseits ist der Bau dieses Kanals sehr von Bedeutung für die Landeskultur und die Volkswirtschaft, es sollen in seinem Bereich Talsperren von insgesamt 580 Millionen cbm Fassungsraum gebaut werden, die bedeutende Kraftmengen liefern werden.

Leider verlieren wir aber auch von unseren Wasserstraßen verschiedene Stücke durch den Friedensvertrag. Besonders schmerzlich ist es, daß wir das bisher auf preußisches Gebiet entfallende 222 km lange Stück der Weichsel aufgeben müssen. Während von Rußland nie etwas für die Schiffbarmachung der Weichsel geschehen und der Fluß auf polnischem Gebiet völlig verwildert ist, hat Preußen seit 1834 den Ausbau des Flusses planmäßig durchgeführt. Bis 1910 waren 239 von 322 km ausgebaut. Zur ungehinderten Abführung der Hochwässer und des Eisganges wurden größere Bauten an der verzweigten und verästelten Mündung vorgenommen. Eine Entschädigung für diese Aufwendungen steht uns nicht zu, wir müssen das alles ohne weiteres abtreten. Von den durch Preußen für Schiffahrt und Landeskultur geschaffenen Werten wird wohl bald bei dem im neuen Freistaat Polen herrschenden Geldmangel und der zu erwartenden polnischen Wirtschaft trotz des vielen Geredes von der Wichtigkeit „des Korridors zum Meere" für Polen nicht mehr viel zu verspüren sein.

Der geplante Ostkanal, eine Verbindung von der Weichsel zu den Masurischen Seen, wird wohl immer Entwurf bleiben. Auf den Bromberger Kanal und auf die Stücke von Warthe und Netze, welche auf an Polen abzutretendem Gebiete verlaufen, müssen wir ebenfalls verzichten.

Nun heißt's, diese Verluste so schnell als möglich zu ersetzen! Der Pläne für Neubauten liegen ja genug vor; die Gesamtbausumme in Friedenspreisen für die derzeit bestehenden Wasserstraßenpläne wird auf 3 Milliarden Mark geschätzt. Um wieviel höher werden sich heute die Baukosten stellen! Und doch muß etwas geschehen; die Bahnfrachten sind so stark gestiegen, daß durch sie die Preise für Kohlen und Baumaterialien festgelegt werden. Wir müssen also einmal billiger befördern, und das ist durch die Schiffahrt möglich, deren Frachten natürlich auch, aber nicht in dem Maße wie die der Eisenbahn gestiegen sind, und zweitens die Eisenbahn entlasten, damit sie dann erst wieder von Grund aus aufgebaut werden kann.

Die relative Billigkeit der Strombauten (Ersparung des Grunderwerbs) und die verschiedenen dadurch erreichten wirtschaftlichen Vorteile (Hochwasserschutz, Kraftgewinnung) werden die Finanzierung der Entwürfe erleichtern, welche unter Zuhilfenahme von Flüssen aufgestellt sind. Immerhin wird ohne die Heranziehung der Nächstbeteiligten zu den Kosten eine Möglichkeit der Ausführung solcher Bauten kaum bestehen, und die Aussicht auf Verwirklichung der verschiedenen Pläne dürfte um so größer sein, in je geringerem Maße die öffentlichen, durch die Steuerzahler aufzubringenden Mittel zum Bau von Wasserstraßen in Anspruch genommen zu werden brauchen.

Sicherlich kann die Übernahme der sämtlichen deutschen Wasserstraßen durch die Reichsverwaltung für die einheitliche Verwaltung und Ausgestaltung unseres Binnenschiffahrtsnetzes nur förderlich sein.

ROHRLEITUNGEN FÜR HOHEN INNENDRUCK.

Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt.

Die Kohlenknappheit, die auch in den nächsten Jahren eine durchgreifende Besserung voraussichtlich nicht erfahren wird, zwingt zu einer immer weitergreifenden Ausnutzung der vorhandenen Wasserkräfte. Die Vorteile der Unabhängigkeit solcher ohne Dampf arbeitenden Betriebe vom Brennstoffmangel treten immer greifbarer in die Erscheinung. Während die in größeren und mittleren Flüssen vorhandenen lebendigen Kräfte bereits zum überwiegenden Teil verwertet werden, harren noch zahlreiche kleinere Wasserläufe des industriellen Zugriffs. Namentlich in den gebirgigen Gegenden Deutschlands, ferner in den österreichischen Alpenländern, in der Schweiz und in Skandinavien werden z. Zt. zahlreiche kleinere Wasserkraftanlagen projektiert und ausgeführt, bei welchen die gerade jetzt sehr hohen Kosten gegenüber der Möglichkeit, auf diese Weise Licht und Kraft zu gewinnen, zurücktreten. Bei den verhältnismäßig kleinen Wassermengen handelt es sich meistens um größere Gefälle, und demgemäß um Hochdruckanlagen, bei denen das Wasser in Druckrohren bis unmittelbar vor die Turbine geleitet wird.

Da bei den hohen Drücken — es handelt sich vielfach um Gefälle mit mehr als 100 m — erhebliche Wandstärken in Betracht kommen, und da eiserne Röhren zurzeit auch für teueres Geld kaum zu beschaffen sind, so wendet sich die Aufmerksamkeit besonders den Eisenbetonröhren zu, deren Dichtung aber unter den genannten Umständen mit Schwierigkeiten verbunden ist. Der leitende Gedanke bei der nachstehend besprochenen Verbindung von eisernen bzw. von Stahlröhren mit Eisenbetonröhren ist nun der: ein dünnwandiges inneres Stahlrohr zu verwenden, das in der Hauptsache die Dichtung gewährleisten und nur einen kleineren Teil der auftretenden Kräfte aufnehmen soll, während die Aufnahme des größten Teiles des Druckes dem umhüllenden Eisenbetonrohr zugewiesen wird.

Die Wirtschaftlichkeit einer solchen Ausführung gegenüber einem Rohrstrang aus reinem Eisen erscheint durchaus gesichert, um so mehr, je höher das Gefälle und je größer damit die auftretenden Drücke sind. Zur Ermittlung der diesbezüglichen Verhältnisse ist es notwendig, zunächst die Spannungsverteilung in solchen zusammengesetzten Druckröhren näher zu untersuchen.

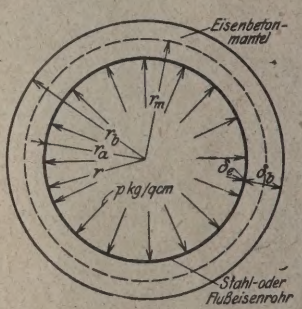


Abb. 1.

Ein gangbarer Weg hierzu öffnet sich dann, wenn man von der Tatsache ausgeht, daß bei jeder auftretenden Formänderung die radiale Ausdehnung des Stahlrohres gleich derjenigen des umhüllenden Eisenbetonrohres sein muß[1]). Bedeutet mit Bezugnahme auf Abb. 1:

[1]) Bei der theoretischen Ausarbeitung dieses leitenden Gedankens war Herr Dipl.-Ing. Kann in verdienstvoller Weise mit tätig.

σ_{bz} die durchschnittliche tangentiale Betonzugspannung,
r_m den mittleren Radius des Betonringes,
r den inneren Radius des Eisenrohres,
σ_e die Zugbeanspruchung des eisernen Rohres

und endlich

E_b bzw. E_e die Elastizitätsmaße des Betons bzw. des Eisens,

so erhält man folgende Beziehungen zwischen σ_{bz} und σ_e:

$$\sigma_{bz} = E_b \cdot \frac{\Delta r}{r_m} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1$$

$$\sigma_e = E_e \cdot \frac{\Delta r}{r} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2$$

Durch Elimination von Δr aus (1) und (2):

$$\frac{\sigma_{bz}}{\sigma_e} = \frac{E_b}{E_e} \cdot \frac{r}{r_m}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{E_b}{E_e} \cdot \frac{r}{r_m} \cdot \sigma_e$$

oder mit $\frac{E_e}{E_b} = n$:

$$\underline{\sigma_{bz} = \frac{1}{n} \cdot \frac{r}{r_m} \cdot \sigma_e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3$$

Bedeutet nun δ_e die Wandstärke des Eisenrohres und δ_b jene des Eisenbetonmantels, so muß sein:

$$\delta_e \sigma_e + \delta_b \sigma_{bz} = Z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4$$

wo Z die gesamte in der Rohrwandung herrschende Zugkraft auf die Einheit der Rohrlänge darstellt. Diese ist bekanntlich gleich dem Produkt aus dem Innendrucke auf die Flächeneinheit und dem inneren Halbmesser der Röhre, also

$$Z = p\,r \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5$$

Aus (4) und (5) erhält man durch Gleichsetzung:

$$\delta_e \sigma_e + \delta_b \sigma_{bz} = p\,r \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6$$

Drückt man in Gleichung (6) σ_{bz} gemäß (3) durch σ_e aus, so gelangt man zu einer Bestimmungsgleichung für σ_e und man erhält:

$$\delta_e \sigma_e + \delta_b \cdot \frac{1}{n} \cdot \frac{r}{r_m} \cdot \sigma_e = p\,r$$

und hieraus ergibt sich die Zugspannung des inneren Eisenrohres zu:

$$\underline{\sigma_e = \frac{p\,r}{\delta_e + \frac{\delta_b}{n} \cdot \frac{r}{r_m}}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (7$$

bzw. die mittlere Zugspannung des Betonmantels zu

$$\underline{\sigma_{bz} = \frac{p\,r}{n \cdot \frac{r_m}{r} \cdot \delta_e + \delta_b}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (8$$

Nachdem nun die Eisenzug- sowie die mittlere Betonzugspannung gefunden sind, wird es sich darum handeln, sich darüber klar zu werden, nach welchem Gesetze die Spannungsverteilung innerhalb des Betons stattfindet, da ja im Gegensatz zum verhältnismäßig dünnen Eisenrohre der Eisenbetonmantel eine erhebliche Wandstärke besitzt, so daß man bei letzterem nicht mehr wie bei ersterem eine konstante Spannung längs der ganzen Wandstärke annehmen darf. Es führt dieser Teil der Aufgabe auf das Problem der Spannungsverteilung in dickwandigen Röhren, welches nach der von Prof. Dr. Föppl[2]) gegebenen Lösungsmethode behandelt werden soll.

[2]) Vgl. Föppl, Vorlesungen über techn. Mechanik, III Bd., 2. Aufl., S. 296 ff.

Bezeichnet (s. Abb. 2)
a den Innenradius,
b den Außenradius,
x den Halbmesser

eines beliebigen Punktes eines dickwandigen Rohres, so ist nach Föppl die Radialspannung σ_r in Punkten mit dem Halbmesser x:

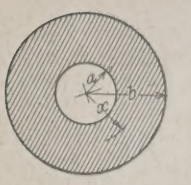


Abb. 2.

$$\sigma_r = p_i \cdot \frac{a^2}{b^2 - a^2} \cdot \frac{x^2 - b^2}{x^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9$$

und die Tangentialspannung σ_t an der gleichen Stelle:

$$\sigma_t = p_i \cdot \frac{a^2}{b^2 - a^2} \cdot \frac{x^2 + b^2}{x^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (10$$

p_i bedeutet hier den an der Innenseite des Rohres wirkenden, radialen Druck pro Flächeneinheit. Im vorliegenden Falle ist (vergl. Abb. 1) anstatt a r_a und anstatt b r_b zu schreiben; p_i berechnet man, wie folgt:

$$p_i = \frac{Z_b}{r_a} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (11$$

Die gesamte auf den Betonzylinder entfallende Zugkraft Z_b ermittelt man zu:

$$Z_b = \sigma_{bz}\,\delta_b = \frac{p\,r}{n \cdot \frac{r_m}{r} \cdot \frac{\delta_e}{\delta_b} + 1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (12$$

Es ist somit

$$p_i = \frac{p\,r}{n \cdot \frac{r_m \cdot r_a}{r} \cdot \frac{\delta_e}{\delta_b} + r_a} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13$$

Die Gleichungen (9) und (10) liefern dann (nach entsprechender Kürzung):

$$\sigma_r = \frac{p\,r\,r_a\,(x^2 - r_b^2)}{\left(n \frac{r_m}{r} \delta_e + \delta_b\right)(r_b + r_a)\,x^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9a$$

$$\sigma_t = \frac{p\,r\,r_a\,(x^2 + r_b^2)}{\left(n \frac{r_m}{r} \delta_e + \delta_b\right)(r_b + r_a)\,x^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (10a$$

Setzt man in vorstehenden Ausdrücken $x = r_a$, so erhält man die Radial- bzw. Tangentialspannung an der Innenseite des Eisenbetonmantels, während sich mit $x = r_b$ die entsprechenden Spannungen an der Außenseite ergeben. Man findet auf diese Weise, daß innen die größten Spannungen auftreten, welche nach außen zu allmählich abnehmen. Die Radialspannungen sind Druck-, die Tangentialspannungen Zugspannungen.

Nachstehend sind die Ausdrücke für die maximalen und minimalen Spannungen des Eisenbetonmantels zusammengestellt.

a) Radialspannungen.

$$\left.\begin{aligned} &\text{Innen: } \sigma_{r\,max} = -p_i = -\frac{p\,r}{n \cdot \frac{r_m\,r_a}{r} \cdot \frac{\delta_e}{\delta_b} + r_a} \\ &\text{Außen: } \sigma_{r\,min} = 0 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (14$$

b) Tangentialspannungen.

$$\left.\begin{aligned} &\text{Innen: } \sigma_{t\,max} = \frac{p\,r\,(r_a^2 + r_b^2)}{2\left(n \frac{r_m}{r} \delta_e + \delta_b\right) r_m\,r_a} \\ &\text{Außen: } \sigma_{t\,min} = \frac{p\,r\,r_a}{\left(n \frac{r_m}{r} \delta_e + \delta_b\right) r_m} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (15$$

Im allgemeinen wird das Eisenrohr, wie bereits erwähnt, im Vergleich zum Betonmantel sehr dünn sein, so daß man

$$r_a = r$$

setzen darf. Dann erhält man:

a) Radialspannungen.

$$\left.\begin{aligned} &\text{Innen: } \sigma_{r\,max} = -p_i = -\frac{p}{n\cdot\frac{r_m}{r}\cdot\frac{\delta_e}{\delta_b}+1} \\ &\text{Außen: } \sigma_{r\,min} = 0 \\ &\text{An beliebiger Stelle: } \sigma_r = \frac{p\,r^2\,(x^2-r_b^2)}{\left(n\frac{r_m}{r}\delta_e+\delta_b\right)(r_b+r)\,x^2} \end{aligned}\right\} \quad (14a$$

b) Tangentialspannungen.

$$\left.\begin{aligned} &\text{Innen: } \sigma_{t\,max} = \frac{p\,(r^2+r_b^2)}{2\left(n\frac{r_m}{r}\delta_e+\delta_b\right)r_m} \\ &\text{Außen: } \sigma_{t\,min} = \frac{p\,r^2}{\left(n\frac{r_m}{r}\delta_e+\delta_b\right)r_m} \\ &\text{An beliebiger Stelle: } \sigma_t = \frac{p\,r^2\,(x^2+r_b^2)}{\left(n\cdot\frac{r_m}{r}\delta_e+\delta_b\right)(r_b+r)\,x^2} \end{aligned}\right\} \quad (15a$$

Mit Hilfe der angegebenen Formeln ist man nun in der Lage, die Spannungsdiagramme zu berechnen und aufzutragen.

Es bedarf wohl keiner besonderen Erwähnung, daß der gesamte, im Betonmantel vorhandene Zug durch die ringförmige Eisenbewehrung aufgenommen werden muß, da ja der Beton auf Zug nicht in Rechnung gestellt werden darf.

Nach Gl. (12) berechnet sich die Zugkraft im Beton Z_b nach der Formel:

$$Z_b = \frac{p\,r}{n\frac{r_m}{r}\cdot\frac{\delta_e}{\delta_b}+1}$$

und demnach ist der erforderliche Eisenquerschnitt des Betonmantels (auf die Längeneinheit):

$$f_{eR} = \frac{Z_b}{\sigma_{eR}} = \frac{p\,r}{\sigma_{eR}\left(n\frac{r_m}{r}\cdot\frac{\delta_e}{\delta_b}+1\right)} \quad \ldots\ldots (16$$

Um dem Leser das Bild des Spannungsverlaufes durch einen konkreten Fall vor Augen zu führen und gleichzeitig die bereits in der Einleitung erwähnten großen wirtschaftlichen Vorteile derartiger kombinierter Röhren zu beleuchten, wird im folgenden ein praktisches Beispiel zahlenmäßig durchgerechnet.

Zahlenbeispiel.

Die Rohrleitung für eine projektierte Kraftanlage mit 360 m Gefälle soll mittels kombinierter Druckröhren ausgeführt werden. Es kommt maximal ein Druck von etwa 36 Atm., in Frage. Der lichte Durchmesser der Rohre beträgt 80 cm.

Gesucht sind die Spannungsdiagramme der Tangential- und Radialspannungen für den Fall, daß die Stärke des inneren Stahlrohres mit 5 mm und jene des umhüllenden Eisenbetonmantels mit 15 cm gewählt werden. Gleichzeitig soll der für die Bewehrung des Betonmantels erforderliche Querschnitt der Rundeiseneinlage ermittelt werden.

Man berechnet zunächst mittels der Gleichungen (7) und (8) die Zugspannung im Stahlrohr und die mittlere Zugspannung des Betonmantels, in dem man setzt:

$$\begin{aligned} p &= 36 \text{ kg/qcm} \\ r &= 40 \text{ cm} \\ r_m &= 40{,}5 + \frac{15{,}0}{2} = 48 \text{ cm} \\ \delta_b &= 15 \text{ cm} \\ \delta_e &= 0{,}5 \text{ cm} \\ n &= \frac{E_e}{E_b} = 15 \end{aligned}$$

und erhält:

Zugspannung im Stahlrohr:

$$\sigma_e = \frac{36\cdot 40}{0{,}5+\frac{15}{15}\cdot\frac{40}{48}} = \mathbf{1080\ kg/qcm,}$$

mittlere Zugspannung des Betonmantels:

$$\sigma_{bz} = \frac{36\cdot 40}{15\cdot\frac{48}{40}\cdot 0{,}5+15} = \mathbf{60\ kg/qcm.}$$

Des weiteren ergeben sich die maximalen und minimalen Spannungen im Betonmantel sowie diejenigen in der Wandmitte gemäß den Gleichungen (14a) und (15a):

$$\begin{aligned} r_a &= 40{,}5 \text{ cm}, \\ r_b &= 55{,}5 \text{ cm}. \end{aligned}$$

a) Radialspannungen (Druck).

$$\sigma_{r\,max} = -\frac{36}{15\cdot\frac{48}{40}\cdot\frac{0{,}5}{15}+1} = \mathbf{-22{,}3\ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{r\,min} = \mathbf{0}.$$

b) Tangentialspannungen (Zug).

$$\sigma_{t\,max} = \frac{36\,(40^2+55{,}5^2)}{2\left(15\cdot\frac{48}{40}\cdot 0{,}5+15\right)48} = \mathbf{73\ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{t\,min} = \frac{36\cdot 40^2}{\left(15\cdot\frac{48}{40}\cdot 0{,}5+15\right)48} = \mathbf{50{,}7\ kg/qcm.}$$

Damit die Spannungsdiagramme aufgezeichnet werden können, ist es schließlich noch erforderlich, die Spannungen in der Mitte der Betonwand kennen zu lernen. Hierzu bedient man sich der dritten der Gleichungen (14a) und (15a), indem man dort für

$$x = r_m$$

setzt, und erhält:

c) Radialspannung in Wandmitte.

$$\sigma_{rm} = \frac{36\cdot 40^2\,(48^2-55{,}5^2)}{\left(15\cdot\frac{48}{40}\cdot 0{,}5+15\right)(55{,}5+40{,}0)\,48^2} = \mathbf{-8{,}45\ kg/qcm,}$$

d) Tangentialspannung in Wandmitte.

$$\sigma_{tm} = \frac{36\cdot 40^2\,(48^2+55{,}5^2)}{\left(15\cdot\frac{48}{40}\cdot 0{,}5+15\right)(55{,}5+40)\,48^2} = \mathbf{+59{,}0\ kg/qcm.}$$

Das Spannungsdiagramm der Abb. 3 zeigt den vorstehend

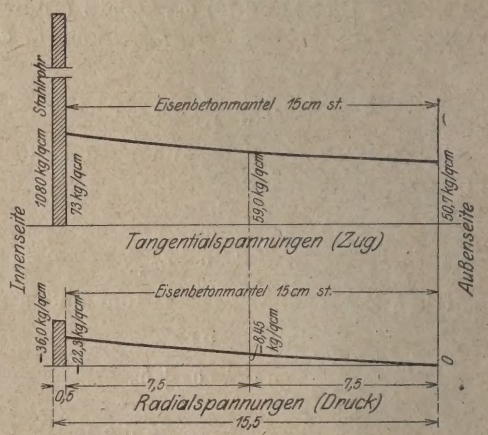


Abb. 3. Spannungsdiagramm für $n = 15$.

berechneten Verlauf der Radial- und Tangentialspannungen (für den Fall, daß

$$n = \frac{E_e}{E_b} = 15$$

zugrunde gelegt wird).

Betrachtet man nun das Spannungsdiagramm hinsichtlich der Zulässigkeit der einzelnen Spannungswerte, so erkennt man, daß

1. die Zugspannung des Stahlrohres mit 1080 kg/qcm im Rahmen des Zulässigen bleibt. (Es dürften etwa 1000—1200 kg/qcm zugelassen werden können.)

2. Die maximale Betonzugspannung von 73 kg/qcm wird natürlich das Auftreten von Rissen im Beton zur Folge haben, da die Zugfestigkeit des Betons bei weitem überschritten ist. Dies hat jedoch hier nichts auf sich, da ja der gesamte Zug des Betonmantels durch die in diesen eingebettete Rundeisenbewehrung aufgenommen wird, während die Dichtigkeit des Rohres — wie bereits in der Einleitung erwähnt — durch das innere Stahlrohr gewährleistet erscheint. Hierin liegt also der große Vorteil solcher zusammengesetzter Stahl-Eisenbeton-Rohre gegenüber reinen Eisenbetonrohren, bei welchen selbstverständlich Zugrisse im Beton nicht auftreten dürfen, und welche demgemäß nur mit etwa 24 kg/qcm auf Zug beansprucht werden dürfen.

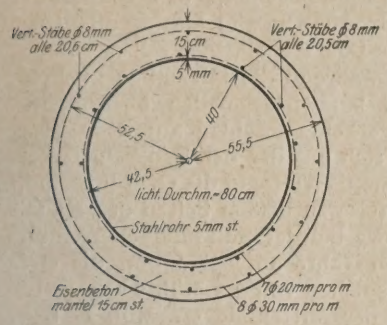


Abb. 4.

Die erforderliche Rundeisenbewehrung für 1 m Länge ergibt sich gemäß Gl. (16) zu:

$$f_{eR} = 100 \cdot \frac{Z_b}{\sigma_{eR}} = 100 \cdot \frac{15 \cdot 60}{1200} = 75 \text{ qcm}.$$

Quer- und Längsschnitt des nach vorstehender Berechnung dimensionierten Rohres mit den Einzelheiten der Bewehrung zeigt die Abb. 4.

Hätte man die Rechnung anstatt mit n = 15 mit n = 10 durchgeführt, so hätte sich ergeben:

Zugspannung im Stahlrohr:

$$\sigma_e = \frac{36 \cdot 40}{0{,}5 + \frac{15}{10} \cdot \frac{40}{48}} = \mathbf{825\ kg/qcm},$$

mittlere Zugspannung des Betonmantels:

$$\sigma_{bz} = \frac{36 \cdot 40}{10 \cdot \frac{48}{40} \cdot 0{,}5 + 15} = \mathbf{68{,}5\ kg/qcm}.$$

Radialspannungen im Betonmantel (Druck).

$$\sigma_{r\,max} = -\frac{36}{10 \cdot \frac{48}{40} \cdot \frac{0{,}5}{15} + 1} = \mathbf{-25{,}5\ kg/qcm},$$

$$\sigma_{r\,min} = 0,$$

$$\sigma_{r\,m} = \frac{36 \cdot 40^2 (48^2 - 55{,}5^2)}{\left(10 \cdot \frac{48}{40} \cdot 0{,}5 + 15\right)(55{,}5 + 40)\,48^2} = \mathbf{-9{,}7\ kg/qcm}.$$

Tangentialspannungen im Betonmantel (Zug).

$$\sigma_{t\,max} = \frac{36\,(40^2 + 55{,}5^2)}{2\left(10 \cdot \frac{48}{40} \cdot 0{,}5 + 15\right) 48} = \mathbf{83{,}5\ kg/qcm},$$

$$\sigma_{t\,min} = \frac{36 \cdot 40^2}{\left(10 \cdot \frac{48}{40} \cdot 0{,}5 + 15\right) 48} = \mathbf{58{,}0\ kg/qcm},$$

$$\sigma_{t\,m} = \frac{36 \cdot 40^2 (48^2 + 55{,}5^2)}{\left(10 \cdot \frac{48}{40} \cdot 0{,}5 + 15\right)(55{,}5 + 40)\,48^2} = \mathbf{67{,}5\ kg/qcm}.$$

Erforderliche Rundeisenbewehrung für 1 m Länge:

$$f_{eR} = 100 \cdot \frac{15 \cdot 68{,}5}{1200} = \mathbf{86\ cm^2}.$$

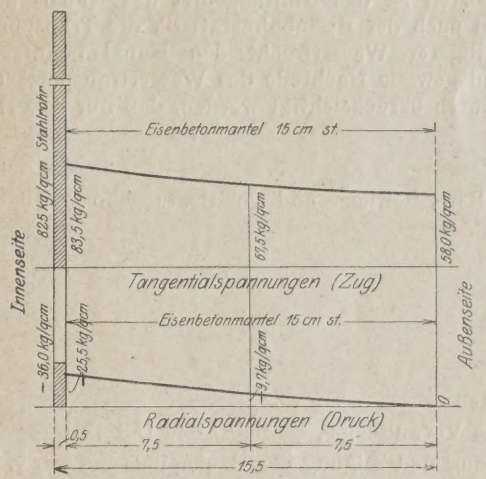


Abb. 5. Spannungsdiagramm für n = 10.

Für den Fall „n = 10" ist das Spannungsdiagramm aus Abb. 5 zu ersehen. Man erkennt bei der Betrachtung, daß die Zugspannung im Stahlrohr etwas kleiner, die Betonzugspannungen hingegen etwas größer als im Falle „n = 15" ausfallen. Dementsprechend ist auch etwas mehr Rundeisenbewehrung für den Betonmantel notwendig, als im Falle „n = 15" (86 qcm gegen 75 qcm für 1 m Rohrlänge).

DER MITTELLANDKANAL.

Von Geheimen Baurat Volk, Berlin.

(Schluß von Seite 273.)

Durch den Bau der Talsperren werden neben ihrem Hauptzweck der Kanalspeisung wesentliche andere Vorteile erreicht. Die Hochwassergefahr wird beseitigt, der Wasserstand im Sommer gehoben und die Schwankungen des Grundwasserstandes werden vermindert. Diese Vorteile werden am größten bei der Südlinie, bei der zu den Harztalsperren noch eine Talsperre im Saalegebiet mit 200 Mill. cbm Inhalt hinzukommt. Diese bringt auch für die untere Elbe erhebliche Verbesserungen, indem deren Niedrigwasser von 1,25 m Mindesttiefe auf 1,40 m erhöht wird, was für die Elbschiffahrt bei Niedrigwasser einen Gewinn von 20 vH der Tragfähigkeit bedeutet.

An den Talsperren werden bedeutende Wasserkräfte gewonnen, die als Ersatz der fehlenden Kohle besonders wertvoll sind und durch Verbindung mit vorhandenen Kraftwerken deren Ausnutzung erhöhen. Beim Bau der Mittellinie werden in der Oker- und Eckertalsperre 2300 PS, bei den der Südlinie an Oker, Ecker, Bode und Saale 20 300 PS gewonnen.

Die Bau-, Betriebs- und Unterhaltungskosten, nach Friedenspreisen berechnet, sind aus der Zusammenstellung zu ersehen. Die Betriebskosten sind für einen Verkehr von 6000 Schleusungen im Jahre ermittelt. Danach ist die Mittellinie ohne Zweigkanal nach Bern urg billiger als die Südlinie ohne diesen, aber mit diesem Kanal teurer als die Südlinie mit ihm.

Bei jeder der beiden Linien sind rd 50 Mill. cbm Boden zu bewegen. Die Südlinie erhält 7 doppelte Schleppzugschleusen und eine einfache Schleuse, die Mittellinie 3 doppelte Schleppzugschleusen und 6 einfache Schleusen, ferner 6 bzw. 3 Sicherheitstore, 19 bzw. 22 Eisenbahnbrücken, 106 bzw. 130 Straßenbrücken, 35 bzw. 84 Düker und Durchlässe sowie 41 bzw. 36 Einlässe. Die Baukosten der Bauwerke betragen bei jeder der beiden Linien mehr als 60 Mill. M. Für die Ausführung ist die Zeit bis zum Jahre 1928 in Aussicht genommen, vorausgesetzt, daß die Vorlage noch in diesem Jahre zur Annahme gelangt.

Die Verkehrsverhältnisse sind eingehenden Untersuchungen unterzogen worden. Wenn die künftige Entwicklung des Verkehrs bei der heutigen politischen Lage nicht vorauszusehen ist, so muß doch angenommen werden, daß der Verkehr nach Fertigstellung des Kanals im Jahre 1928 eine gewisse Stetigkeit erfahren hat und dem vor dem Kriege nahe kommt. Den von privater Seite unternommenen Untersuchungen ist der Verkehr aus dem Jahre 1912 zugrunde gelegt; um einen Vergleich mit deren Ergebnissen zu ermöglichen, wurden auch die amtlichen Untersuchungen auf den im Jahre 1912 von den Eisenbahnen und Wasserstraßen vermittelten Verkehr bezogen. Der nach dem Kanalbau in erheblichem Maße zu erwartende neue Verkehr ist bis auf wenige Ausnahmen, z. B. die Ausschaltung der englischen Kohle vom Binnenlande, unberücksichtigt geblieben, um Überschätzungen zu vermeiden. Die Ermittlung des auf den Kanal übergehenden Gutes ist in gleicher Weise wie bei den früheren wasserwirtschaftlichen Vorlagen erfolgt. Aus der Frachtspannung zwischen Eisenbahn- und Schiffahrtkosten ist das Einflußgebiet des Kanals berechnet worden und nach der Eisenbahnstatistik die Transportmenge, die bei billigerer Wasserfracht den Kanal benutzen wird. Hierbei sind gewisse Nachteile des Wassertransports (Wintersperre) dadurch berücksichtigt worden, daß nur 80 vH der ermittelten Frachtmengen dem Kanal zugeschrieben wurden. Da zum Übergang von der Eisenbahn auf den Wasserweg ein geldlicher Anreiz vorhanden sein muß, sind nur solche Güter auf den Wasserweg verwiesen, bei denen die Frachtersparnis 10 bis 15 vH der Eisenbahnfracht beträgt, dabei erstrecken sich die Untersuchungen nur auf die Güter, die sich für den Massentransport eignen. Bei den Frachtberechnungen sind die Eisenbahntarife nach den Friedenssätzen angewendet worden, jedoch unter Berücksichtigung des Frachturkundenstempels und aufgehobener Ausnahmetarife; in gleicher Weise sind die Schiffahrtskosten nach den Sätzen vor dem Kriege in Ansatz gebracht. In Zukunft dürfte sich bei steigenden Löhnen und Güterpreisen die Spannung zugunsten des Wassertransports gestalten, weil die Preissteigerungen die Eisenbahnen mehr belasten als die Schiffahrt. Die Berechnungen wurden auf das 600-t-Schiff bezogen. Aus der Wasserverkehrsstatistik sind die Güter auf den Verkehr der neuen Wasserstraße übernommen, die auf diesem einen kürzeren Weg zurückzulegen haben.

An Verkehrsgebieten kommen für den Mittellandkanal das rheinisch-westfälische Industriegebiet, das Gebiet der östlichen Wasserstraßen mit Groß-Berlin und das mitteldeutsche Industriegebiet in Betracht. Das Kanalgebiet selbst hat nur bei der Südlinie Bedeutung, während die Mittellinie in ihrem östlichen Teil hauptsächlich landwirtschaftlich ausgenutztes Gelände durchzieht. Der Verkehrsumschlag auf den Eisenbahnen im Kanalgebiet läßt sich aus der der Denkschrift beigegebenen Karte, Abb. 5 ersehen. Während die Orte innerhalb eines Streifens von 20 km Breite zu beiden Seiten des Kanals zwischen Peine und Magdeburg bei der Südlinie einen Güterumschlag von 14,5 Mill. t im Jahre aufweisen und die Orte unmittelbar am Kanal einen solchen von 3,3 Mill. t haben, beträgt dieser Umschlag bei der Mittellinie 5,1 Mill. t bzw. 1,5 Mill. t.

Das Ergebnis der Verkehrsuntersuchungen ist in der Zusammenstellung der Bau-, Betriebs- und Unterhaltungskosten diesen nachgefügt und in gleicher Weise das finanzielle Ergebnis.

Zusammenstellung

der Bau-, Betriebs- und Unterhaltungskosten, der Verkehrsgrößen und Leistungen sowie der finanziellen Ergebnisse.

		Südlinie		Mittellinie	
		mit Anschlußkanal nach Staßfurt	ohne Anschlußkanal nach Staßfurt	mit Anschlußkanal nach Staßfurt	ohne Anschlußkanal nach Staßfurt
1. Baukosten	ℳ	226 000 000	240 000 000	214 000 000	257 000 000
2. Jährliche Verwaltungs-, Betriebs- und Unterhaltungskosten	ℳ	1 050 000	1 110 000	1 370 000	1 710 000
3. Verzinsung und Tilgung des Baukapitals mit $5^1/_2$ v. H.	ℳ	12 420 000	13 220 000	11 750 000	14 140 000
4. Jährliche Gesamtkosten	ℳ	13 470 000	14 330 000	13 120 000	15 850 000
5. Die Gesamtkosten entsprechen einem Kapitalaufwand von	ℳ	247 000 000	263 000 000	241 000 000	291 000 000
6. Rechnungsmäßiger Anfangsverkehr					
a) Durchgangsverkehr	t	7 120 000	7 100 000	7 220 000	7 110 000
b) Kanalgebietsverkehr	t	2 140 000	3 040 000	1 590 000	2 880 000
c) Gesamtverkehr	t	9 260 000	10 140 000	8 810 000	9 990 000
d) Verkehrsleistung	tkm	3 440 000 000	3 530 000 000	3 370 000 000	3 490 000 000
7. Einnahmen beim rechnungsmäßigen Anfangsverkehr					
a) Rhein-Weser-Kanal (Zuwachsverkehr)	ℳ	10 700 000	10 890 000	10 610 000	10 780 000
b) Weser-Elbe-Kanal	ℳ	7 640 000	7 860 000	7 360 000	7 760 000
c) zusammen	ℳ	18 340 000	18 750 000	17 970 000	18 540 000
8. Verzinsung des Baukapitals (nach Deckung der Verwaltungs-, Betriebs- und Unterhaltungskosten 2)	v. H.	7,7	7,3	7,8	6,5
9. Frachtersparnis	ℳ	25 320 000	26 400 000	25 650 000	26 780 000
10. Verkehrs- und volkswirtschaftlicher Gewinn (Frachtersparnis (9) + Einnahme (7 c) — Ausgabe (4)	ℳ	30 180 000	30 810 000	30 490 000	29 470 000

Die Verkehrszahlen würden für den Verkehr des Mittellandkanals zutreffen, wenn die Verkehrsentwicklung nach dessen Fertigstellung im Jahre 1928 den Stand vom Jahre 1912 erreicht haben würde und würden dann den sogenannten rechnungsmäßigen Anfangsverkehr bedeuten. In Wirklichkeit wird der Verkehr nicht gleich mit dem vollen rechnungsmäßigen Betrage einsetzen; man rechnet im ersten Betriebsjahre mit 30 vH dieses Verkehrs, allmählich steigend, bis im 5. und 6. Betriebsjahre der rechnungsmäßige Anfangsverkehr erreicht ist. In gleicher Weise sind die Zweigkanäle untersucht worden. Der Hildesheimer Zweigkanal erweist sich von vornherein als wirtschaftlich, während für den Zweigkanal von der Mittellinie nach Bernburg eine Wirtschaftlichkeit nicht errechnet werden kann. Die hohen Baukosten dieses Zweigkanals vermindern die Verzinsung der Mittellinie von 7,8 vH auf 6,3 vH.

Aus allgemein wirtschaftlichen Gründen sollte auch, wenn die Wahl auf die Mittellinie fällt, der Zweigkanal nach Bernburg nicht ausgeschaltet werden. Der Durchgangsverkehr ist bei beiden Linien gleich groß, während der Kanalverkehr bei der Südlinie ohne Anschlußkanal nach Bernburg um 550 000 t, mit Anschlußkanal um 160 000 t größer ist als der der Mittellinie. Die Zusammenstellung zeigt, daß beide Linien mit Anschlußkanal wirtschaftlich sind.

Ob die Eisenbahnen nach Fertigstellung des Mittellandkanals noch einer Entlastung bedürfen, läßt sich heute noch nicht sagen, immerhin wird die Mitarbeit des Kanals auch von hält. Auch auf den Kalibergbau wird der Kanal belebend wirken. Insbesondere in der Südlinie wird der Kanal in dem bereits gewerblich aufgeschlossenen Gebiet die Weiterentwicklung fördern. Die mitteldeutsche Braunkohlenindustrie hegte gegen die früheren Kanalpläne mit Rücksicht auf den eintretenden Wettbewerb der Ruhrkohle Bedenken. Die Braunkohle wurde zum größten Teil im Gewinnungsgebiet verbraucht. Die vorhandene Kohlenknappheit führt einen erheblichen Abfluß von Braunkohlenbriketts herbei. Bei dem beschränkten Umfange der Braunkohlenlager wird später eine Zufuhr von Ruhrkohle erwünscht sein. Hamburg wird einen

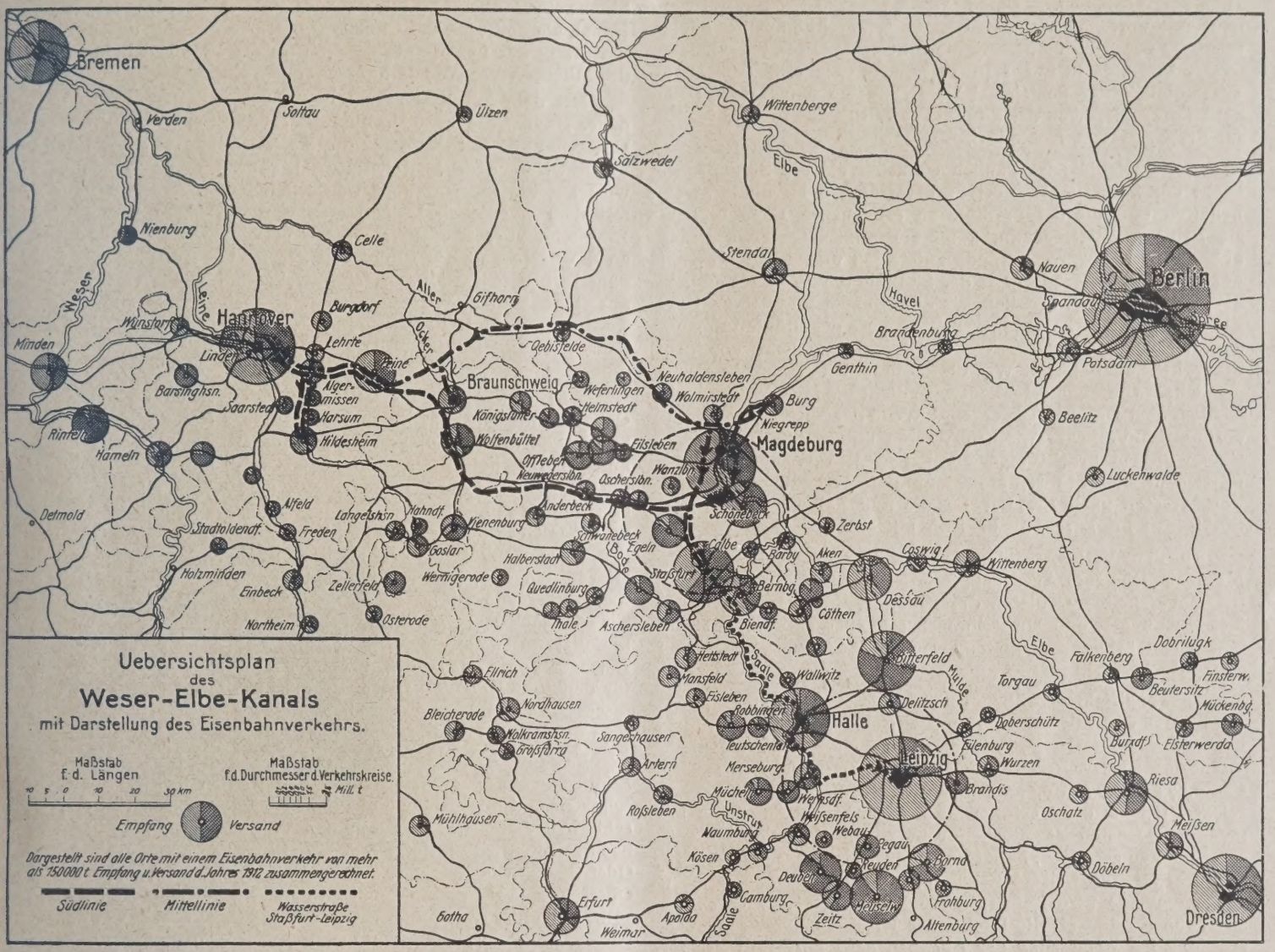


Abb. 5.*).

ihrem Standpunkte nicht unerwünscht sein. Der Kanal nimmt den Eisenbahnen auf den verkehrsreichen Durchgangsstrecken Lasten ab, bringt ihnen dafür aber hochwertige Güter zu. Die Erfahrungen an den vorhandenen Wasserstraßen haben gezeigt, daß ein Eisenbahneinnahmeausfall nur vorübergehend eintrat und bald durch die Verkehrsentwicklung, die beiden Beförderungswegen zufällt, wieder ausgeglichen wurde.

Ein wesentlicher Vorteil der neuen Wasserstraße besteht in der Verminderung der Transportkosten, die für unsere heutige Lage zum Weltmarkt von besonderer Bedeutung ist. Die Transportkostenverminderung erleichtert den Ausgleich der landwirtschaftlichen Produkte zwischen dem Osten und Westen, während der Osten Düngemittel und Industrieprodukte billiger erTeil seines Umschlagverkehrs durch den Mittellandkanal einbüßen. Die Kohlen, die über See oder auf dem Eisenbahnwege nach Hamburg gingen und auf dem Wasserwege in das Binnenland verschifft wurden, werden in Zukunft dem Mittellandkanalverkehr zufallen. Die Aufhebung der Ausnahmetarife verteuert die Kohlenzufuhr nach Hamburg, da greift der Mittellandkanal mit seiner billigeren Fracht helfend ein und macht den Ausfall durch billigeren Bezug der eigenen Kohlen wett. Auch der Bezug von Eisen wird über den Mittellandkanal billiger. Das trifft für beide Linienführungen zu. Einen bedeutenden Vorteil erhält Hamburg beim Bau der Südlinie durch die Aufbesserung des Elbwasserstandes in trockener Jahreszeit. Magdeburg wird bei seiner bevorzugten Lage aus beiden Linien Vorteil ziehen.

Bei dem Vergleich der beiden Linien für den Mittellandkanal kommt die Denkschrift zu dem Ergebnis, daß die Süd-

*) Abb. 5 ist aus dem „Zentralblatt der Bauverwaltung", Jahrgang 1920, Nr. 16, entnommen.

linie baulich nicht so einfach ist wie die Mittellinie. Sie steigt in höheres Gelände auf und bringt für den Durchgangsverkehr nach Berlin gegen die Mittellinie einen mit erhöhten Schiffahrtskosten verbundenen Umweg. Die Entfernung von Gelsenkirchen beträgt über die Südlinie 609 Betriebskilometer, über die Mittellinie 578. Anderseits berührt sie gewerblich rege Gebiete, befruchtet deren Entwicklung und bietet die Möglichkeit günstiger Wasseranschlüsse. In den Baukosten sind Zuschüsse enthalten, die den bisher wegen mangelnder Wirtschaftlichkeit zurückgestellten Bau von Talsperren im Bodegebiet, an der Oker und Ecker und im Saalegebiet mit zusammen 335 Mill. cbm Inhalt ermöglichen. Damit werden der Landeskultur bedeutende Vorteile gesichert. Der Wasserzuschuß aus der Saaletalsperre zur Elbe verbessert die Elbwasserstände bei Niedrigwasser von 1,25 m auf 1,40 m Mindesttiefe und damit die Tragfähigkeit der Schiffe bei Niedrigwasser um 20 vH. Dazu liefern die Talsperren der Südlinie gewaltige Kräfte und tragen zur Ersparnis von Kohle bei.

Die Mittellinie ist baulich einfacher als die Südlinie, sie sucht die wesentlichen Vorteile der früheren Nordlinie beizubehalten und die der Südlinie zu erreichen. Dazu schließt sie Peine unmittelbar an, kommt Braunschweig nahe, muß aber in 10 m höheres Gelände aufsteigen und damit Vorzüge der Nordlinie aufgeben. Die der Südlinie unmittelbar zufallenden Verkehrsgebiete schließt sie durch einen Parallelkanal zur Elbe an. Sie führt mit einer Brücke über die Elbe und macht dadurch in vorteilhafter Weise den Kanalverkehr von dem Elbverkehr unabhängig. Will die Südlinie den Verkehr in größtmöglichem Umfange erschließen, so dient die Mittellinie hauptsächlich dem Durchgangsverkehr. Wenn der Mittellinie Frachtvorteile im Verkehr zwischen Westen und Osten zufallen, so stehen diesem Frachtvorteile zwischen dem Westen und den mitteldeutschen Städten bei der Südlinie gegenüber. Der Weg vom Westen nach Bernburg, Halle und Leipzig ist über die Südlinie 28 km kürzer als über die Mittellinie.

In den Verkehrszahlen der beiden Linien kommt das Moment nicht zum Ausdruck, daß der Verkehr sich in gewerblich entwickelten Gebieten durch den Wasseranschluß infolge Verschiebungen und Umstellungen schneller entwickelt als in gewerblich ärmeren Gebieten, was der Südlinie zum Vorteil gereicht.

Die Schiffahrtsabgaben sollen eine 5½ vH betragende Verzinsung und Tilgung der Bau-, Betriebs- und Unterhaltungskosten bringen. Der Ertragsberechnung wurden die Abgabensätze des Ems-Weser-Kanals, die je nach der Güterklasse 1 — 0,875 — 0,75 — 0,625 — 0,5 Pf/tkm betragen, zugrunde gelegt. Ob bei der Verteuerung der nach Friedenssätzen berechneten Kosten es möglich sein wird, die Abgaben entsprechend zu gestalten, hängt von den wirtschaftlichen Verhältnissen ab. Eine weitere Erhöhung über die bereits kürzlich vorgenommene wird immerhin möglich sein. Es wird später zu erwägen sein, ob die infolge des Krieges eingetretene Verteuerung bei Bemessung der Abgaben ganz oder teilweise für die Verzinsung außer Ansatz zu lassen und der Allgemeinheit zur Last zu legen ist.

Die Anlage neuer Wasserstraßen bringt erfahrungsgemäß eine Wertsteigerung des durchschnittenen Geländes mit sich, an der teilzunehmen der Staat berechtigt ist. Anderseits wird zur Entwicklung des gewerblichen Lebens und zur Befruchtung des Kanalverkehrs erforderlich, zur Ansiedelung geeigneter Industrie Gelände bereit zu stellen, dessen Preis durch Privatspekulation nicht unmäßig gesteigert ist. Aus diesen Gründen ist dem Staate ein Erwerbsrecht an Gelände über den Baubedarf hinaus zugedacht.

Zur Verbesserung der Landeskultur, die im engsten Zusammenhang mit der Wasserwirtschaft steht, und zum Schutze gegen Benachteiligungen sind Bestimmungen beabsichtigt, die eine Mitwirkung der Beteiligten bei den Veranstaltungen zu diesen Zwecken herbeiführen sollen.

Auf dem Rhein-Weser-Kanal ist durch Gesetz vom 30. April 1913 ein einheitlicher staatlicher Schleppbetrieb eingerichtet worden. Für dessen Errichtung waren nicht nur betriebstechnische, sondern auch finanz- und verkehrspolitische Gründe maßgebend. Es ist beabsichtigt, das Schleppmonopol auch auf das Reststück auszudehnen.

Die Nächstbeteiligten sollen an den Kosten des Weser-Elbe-Kanals in gleicher Weise beteiligt werden, wie es nach dem Gesetz vom 1. April 1905 beim Rhein-Weser-Kanal geschehen ist. Sie müssen demnach gewährleisten, daß die Verwaltungs-, Betriebs- und Unterhaltungskosten gedeckt werden und darüber hinaus ein Baukostenanteil verzinst und getilgt wird. Der neue Kanal, als Teilstück des Ganzen, wird zweckmäßig unter Einbeziehung der neuen Interessenten in die Finanzgemeinschaft des Rhein-Weser-Kanals aufgenommen.

Mit dem Mittellandkanal ist in letzter Zeit eine Anzahl neuer Kanalprojekte in Verbindung gebracht worden. Von der Unterelbe aus soll der sogenannte Nordsüdkanal über Lüneburg—Ülzen zum Mittellandkanal führen. Demgegenüber wird auf die für Hamburg wesentlich günstigere Verbindung mit dem westlichen Industriegebiet durch einen Kanal von Bramsche über Bremen zur Elbe verwiesen. Der Anschluß an die Saale und der Kanal von der Saale nach Leipzig wird günstig beurteilt, während ein Zweigkanal nach Halberstadt aus mangelnder Wirtschaftlichkeit noch nicht empfohlen werden kann und auf die Zukunft verwiesen wird. Die Leinekanalisierung wird ebenfalls als noch nicht erforderlich angesehen.

Zur Fortsetzung des Mittellandkanalverkehrs nach dem Osten ist der Ausbau des Ihle- und Plauer Kanals in den Abmessungen des Mittellandkanals beabsichtigt. Mit Rücksicht auf das Ausscheiden eines großen Teils des Mittellandverkehrs auf der Elbe wird im Ihle- und Plauer Kanal an jeder Staustufe zunächst nur eine Schleppzugschleuse erforderlich, jedoch wird das Gelände zur späteren Anlage einer zweiten miterworben. Die Baukosten der Erweiterung sind für den Ihlekanal zu 11 240 000 M, für den Plauer Kanal auf 13 500 000 M berechnet. In dem jetzt vorgesehen Ausbau des Plauer Kanals wird der nach dem Gesetz vom Jahre 1912 in Aussichtgenommene umfaßt; unter Berücksichtigung des dafür noch verfügbaren Betrages von 4 935 000 M, betragen die gesamten Mehrkosten für den Ihle- und Plauer Kanal 19,8 Mill. M. Die Verzinsung dieses Betrages errechnet sich aus den Abgaben für den Verkehrszuwachs zu 6,1 vH.

Es muß damit gerechnet werden, daß die bisher dem östlichen Markte zugeführten englischen Kohlen in Zukunft ausscheiden und durch solche aus dem Ruhrgebiet und von Oberschlesien ersetzt werden. Für den Verkehr von Oberschlesien nach Berlin wird die jetzt schon voll in Anspruch genommene Oder-Spree-Wasserstraße ausgebaut werden müssen, wenn nicht Oberschlesien dem Ruhrgebiet gegenüber zurückgesetzt werden soll. Auch hier sind Schleusen von 12 m Breite und 225 m nutzbarer Länge vorgesehen und eine Erweiterung der Wasserstraße ist in Aussicht genommen. Die Kosten des Ausbaues betragen rd 18 Mill. M, die sich rechnungsmäßig mit 5½ vH verzinsen.

Durch die Kanalisierung der Oder von Kosel bis Breslau ist die Mindesttiefe auf dieser Strecke auf 1,50 m hergestellt, während der Wasserstand unterhalb Breslau bei längerer Trockenheit bis auf 1 m Tiefe absinkt. Durch das Gesetz vom 30. Juni 1913 ist zu dem im Gesetz vom 1. April 1905 für die Verbesserung der Wasserstände unterhalb Breslau ausgeworfenem Betrage ein weiterer von 36,7 Mill. M bewilligt worden. Mit diesen Mitteln soll eine Mindesttiefe von 1,4 m erreicht werden. Neuere Ermittelungen haben ergeben, daß durch Vermehrung des Stauinhalts in Sammelbecken an der oberen Oder die Mindesttiefe unterhalb Breslau auf 1,70 m vergrößert werden kann. Die Denkschrift sieht deshalb vor, daß die Vermehrung der aufzuspeichernden Wassermengen weiter verfolgt wird und entsprechende Mehrkosten angefordert werden.

Durch den so geplanten Ausbau der Wasserstraßen wird eine großzügige Verbindung der westlichen und östlichen Wasserstraßen geschaffen, so daß Kähne von 600—1000 t Tragfähigkeit ungehindert vom Rhein bis zur Oder verkehren können. Die Haupterörterungen werden sich der Vollendung des Mittellandkanals zuwenden. Nach den vorliegenden Untersuchungen ist festgestellt, daß die Wirtschaftlichkeit, Zweckmäßigkeit und finanzielle Ertragsfähigkeit sowohl bei der Süd- wie bei der Mittellinie nachgewiesen ist, die Ausführung daher empfohlen werden kann. Der Entschluß, die Süd- oder Mittellinie zu wählen, ist nicht leicht, jede der beiden Linien wird aber ihre Berechtigung erweisen. Die Hauptsache ist, daß der Mittellandkanal in der einen oder anderen Linie bald gebaut wird.

AUFGABEN DER BAUTECHNIK IN DER GEMEINDEVERWALTUNG.

Von Stadtbauinspektor Ehlgötz, Mannheim.

Wo in breiteren Volksmassen eine bestimmte Zeitkultur sich entwickelt, da wirken immer Kraftherde von ungefähr einheitlichem politischen Typus bestimmend auf den Vorgang ein. Die Stadtverwaltungen haben Anwartschaft auf diese Rolle der starken Einwirkung.

Die Stadtverwaltungen können, wenigstens in den größeren Städten, auf allen Gebieten der werdenden Kultur mit entscheidendem Nachdruck auftreten. Seit den Steinschen Reformen sind sie, nach einem Jahrhundert stiller, zäher Entwicklung, zu solcher Einflußfülle, solchem Arbeitsumfang herangereift, daß die Wahrung ihrer Pflichten sie zu einer tiefwirkenden Bewegungskraft in der heutigen Kultur macht.

Die sehr weite Selbständigkeit, die sie trotz der Staatsaufsicht in ihren Entschließungen haben, die in Jahrzehnten erprobte Tauglichkeit ihrer allgemeinen Organisation, schließlich dies, daß sie mit derVolksmasse in viel näherer Berührung stehen, als die höheren Verwaltungszentralen das können, das alles hat ihnen auf natürliche Weise zahlreiche, moderne Aufgaben in den Schoß geworfen, Aufgaben, die sich direkt oder indirekt über den ganzen Komplex der vorhandenen Kulturmöglichkeiten hinziehen.

Richten wir zunächst den Blick auf jene Institutionen, die die Basis für die städtische Kultur darstellen, indem sie auf allgemeine Lebenssicherung abzielen und die äußeren Vorteile der großen modernen Stadt empfinden lassen: Bauwesen, Sanitäts- und Wohnwesen, Feuerpolizei, Kanalisation, Vieh- und Schlachthöfe, Sparkassen, Leihhäuser, Armen- und Krankenfürsorge, Witwen- und Waisenfürsorge, Verkehrswesen, Maßnahmen zur Förderung von Handel, Gewerbe und Industrie, Versorgung mit Elektrizität, Gas und Wasser, und endlich Mitwirkung bei der Versorgung der Stadt mit Lebensmitteln. Soviel Worte, soviel Institutionen, von denen jede einen besonderen Typus darstellt, ihre besondere Verfassung hat. Die meisten sprechen durch die Entwicklung, die sie in den letzten Jahrzehnten gehabt, unendlich beredt von der raschen Entwicklung der Städte und der wachsenden Bedeutung der Stadtverwaltungen.

Zu Beginn des neunzehnten Jahrhunderts wohnten kaum 15 vH aller Deutschen in Städten, heute ist die Zahl der Städter bereits größer als diejenige der Landbewohner. In den letzten vier Jahrzehnten hat die Bevölkerung des Landes kaum zugenommen. In den Landorten bis zu 2000 Einwohnern betrug die Zunahme nur 1 vH; in den Mittelstädten bis 100 000 Einwohnern finden wir eine Vermehrung um 160 vH, in den Großstädten über 100 000 Einwohner eine solche von 230 vH.

Dieser gewaltige Aufschwung der Städte hat der Technik eine Reihe bedeutungsvoller Aufgaben gestellt, deren Lösung für die gesunde Entwicklung unserer Städte von großer Bedeutung war und noch ist. Den mit dem Wachsen der Städte steigenden Bedürfnissen des Verkehrs in den Städten und ihrer Umgebung Rechnung zu tragen und die Vorbedingungen zu schaffen für eine den Forderungen der Gesundheit und des Wohlbefindens entsprechende Unterbringung einer großen Anzahl von Menschen auf verhältnismäßig kleinem Raum, sind mit die wichtigsten Aufgaben der Technik für die Städte.

Das bauliche Wachstum der Städte in gesunde Bahnen zu lenken, dem Bevölkerungszuwachs der Städte Wohngelegenheit zu verschaffen, fällt als eine der wichtigsten technischen Aufgaben dem Städtebau zu. Der Städtebau bereitet den allgemeinen Boden vor, auf welchem sich die bauliche Einzeltätigkeit entfaltet, er stellt den Rahmen auf, nach welchem sich die private und öffentliche Bautätigkeit zu richten hat. Der moderne Städtebau in seiner Mannigfaltigkeit hat einerseits den ästhetischen Anforderungen der Architektur Rechnung zu tragen, wie er andererseits auf den konkreten Bedingungen des städtischen Tiefbaues fußt. Städtebau und Architektur verhalten sich etwa zueinander wie die Grundrißplanung eines Hauses zu seiner architektonischen Gestaltung. Der zweckmäßigen Verteilung der einzelnen Räume und Raumgruppen im Hause entspricht die Verteilung der Wohn-, Industrie- und Erholungsgebiete in der Stadt, der Verbindung der Zimmer durch Gänge und Treppen die Anordnung der Verkehrsanlagen. Der Städtebau hätte einen Generalsiedlungsplan zu schaffen, der die örtliche Verteilung der Flächen zur Befriedigung des Wohnbedürfnisses, zur Herstellung geeigneter Arbeits- und Erholungsstätten, der die Verkehrsbeziehungen unter und in diesen Flächen wie nach außen hin, der die Maßnahmen zur Lösung der Wohnungsfrage im einzelnen regelt und der gipfelt in der Forderung eines vollendeten Kunstwerkes in wirtschaftlicher, gesundheitlicher und ästhetischer Hinsicht.

Das Gerippe des Planes wird das Verkehrsnetz abgeben; denn die Entwicklung jeder Stadt ist heute in erster Linie von der Ausgestaltung der Verkehrswege abhängig; denn der Verkehr beherrscht die Zukunft. Die Verkehrswege müssen deshalb von langer Hand vorbereitet werden. Die einzelnen Gesichtspunkte, die im allgemeinen und besonders hinsichtlich des Verkehrs bei Aufstellung des Generalsiedlungsplanes zu beachten sind, lassen sich in nachstehende Reihenfolge gliedern:

1. Feststellung der gesamten Güteranlagen und in Verbindung damit des Industriegeländes;
2. Bestimmung der Anlagen für den Personenfernverkehr;
3. Bestimmung der Anlagen für den Personennahverkehr:
   a) Eisenbahnen, Städtebahnen,
   b) Vorort- und Schnellbahnen und im Zusammenhange damit die großen Ausfallstraßen, die Wohngebiete und freien Flächen. Die Anlagen für den künftigen Flugverkehr sollten im weitesten Maße schon heute vorgesehen werden,
   c) Straßenschnellbahnen, Straßenbahnen, und jetzt erst die Aufteilung des Bebauungsplanes.

Nur bei einer solchen Reihenfolge läßt sich bei der Aufstellung der Bebauungspläne den Bedürfnissen des Verkehrs am vollkommensten Rechnung tragen.

Ein Gesamtentwurf des Verkehrsnetzes von überragender Bedeutung, in dem die örtlichen Einzelnetze unterzuordnen sind, wird die Grundlage, das Skelett für die Ausgestaltung des Generalsiedlungsplanes sein müssen. Bei den Bahnen, den Hauptverkehrsstraßen wird dabei eine Zweckgemeinschaft in einem Zweckverband anzustreben sein, um eine auf das große Ziel gerichtete günstige Linienführung zu erreichen.

Als Durchgangsverkehrslinien für den Fahrverkehr (Wagen und Autos) dienten bisher ausschließlich die Land- und Kreisstraßen. Diese Straßen werden auf die Dauer infolge ihrer ungenügenden Breite den steigenden Verkehr nicht mehr aufnehmen können. Es werden deshalb zwischen den Hauptpunkten Hauptverkehrswege mit genügender Breite zu schaffen sein. Der Autoverkehr sollte möglichst auf eigene für den übrigen Verkehr verbotene Wege verwiesen werden, die abseits von den Ortschaften zu führen wären.

Die Grünflächen werden mit besonderer Sorgfalt zu behandeln sein, denn vom gesundheitlichen wie vom schönheitlichen Standpunkt ist es höchst wichtig, daß eine Stadt nicht ausschließlich aus Gebäudemassen, aus Platz- oder Straßenflächen bestehe, sondern daß sie in ihrem Innern reichlich Pflanzenwuchs in Form von öffentlichen und privaten Grünanlagen besitze. Die öffentlichen Grünanlagen (Parks, Stadtwälder, Stadtgärten, Vorgärten, Baumstraßen) sind städtebaukünstlerisch in Beziehung zum Stadtplane zu bringen. Die Grünflächen müssen organisch in den Stadtplan eingefügt werden, um außer den Wäldern, Wiesen und Feldern vor der Stadt dem Bewohner Gelegenheit zu bieten, sich in erreichbarer Nähe der Wohnstätten in Parkanlagen und Promenaden erholen zu können. Die Grünflächen innerhalb der einzelnen Quartiere müssen durch Grünstreifen unter sich und mit den Wäldern, Wiesen und Feldern verbunden werden. Die Grünflächen werden in der Hauptsache in radialer Richtung liegen müssen, damit sie nicht durch radiale Ausfallstraßen zerschnitten werden.

In den großen zusammenhängenden Grünflächen, meist außerhalb der Orte, die die Bevölkerung an Sonn- und Feiertagen und freien Nachmittagen aufsucht, werden die Volksspiel- und Sportanlagen unterzubringen sein. Nach diesen Grünflächen wird für besonders günstige Verkehrsverbindung u sorgen sein, damit sie von den dichtbewohnten Stadtteilen eicht zu erreichen sind.

Der Siedlungsplan stellt demnach einen Organismus dar, dessen einzelne Teile in gegenseitiger Wechselbeziehung alle Bedürfnisse der neuzeitlichen Massenansiedlung erfüllen. Der Plan sucht die Lösung der Wohnungsfrage, verbunden mit den Erholungsstätten in freier Natur; die Industriegebiete getrennt von den Wohnstätten, so daß beide sich nicht ungünstig beeinflussen; die Verkehrsfrage geregelt mit dem Endzweck des Ganzen: ein in allen Teilen und Formen den Bedürfnissen vollentsprechendes Kunstwerk, dessen Ausbau ohne Zerstörungen, ohne Irrwege fortschreitend möglich ist.

In diesen Generalsiedlungsplan gliedern sich die einzelnen Stadterweiterungsgebiete ein. Bei ihren Entwürfen handelt es sich um eine praktische Lösung der Wohnungsfrage.

Aus der Konzentration unseres Wohnungswesens, der Steigerung der Bodenpreise und der Freizügigkeit ergab sich die Existenzberechtigung des Miethauses; aber ohne Zweifel ist das Miethaus, insbesondere als Mietkaserne, eine mehr pathologische Erscheinung als ein gesundes Kind unserer Zeit. Die üblen Eigenschaften der Mietkaserne mit ihren Seiten- und Quergebäuden, ihren beengten licht- und luftarmen Wohnungen, ihren Schäden in hygienischer, kultureller und moralischer Hinsicht sind allseitig bekannt. Es gibt eine mächtige Strömung, die wähnt, den ganzen Wohnbau statt seiner jetzigen Stockwerkhäufung in Flachbau überführen zu können; als äußerstes Ideal dieses Strebens winkt das Eigenhaus. Das Einfamilienhaus ist eine wohnungspolitische Forderung, die vor allem im Sinne eines idealen Zieles verstanden werden muß. Der Gedanke ist also nicht der, daß in Zukunft nur noch das Einfamilienhaus Berechtigung haben soll, vielmehr handelt es sich zunächst um die negative Seite der Forderung, die in dem Rufe Ausdruck findet: „Los von der Mietkaserne." In dieser Negative liegt das Schwergewicht der Forderung. Dem einen Extreme wird das andere gegenübergestellt: das Einfamilienhaus mit Gartenland.

Letzteres stellt die idealste Wohnform dar; denn eigene hauswirtschaftliche Erzeugungsarbeit bringt köstliche neue Güter als Lebensbereicherung, der Gemeinsinn erstarkt, Erzeuger und Verbraucher nähern sich; vielfach wird die endlose Kette des verteuernden Zwischenhandels beseitigt, die verjüngende Erde des eigenen Landes gibt den Reichtum der Heimat und macht eine selbstbewußte, wahrhaft demokratische Bevölkerung seßhaft. In der kulturellen Entwicklung der Heimstätten liegt die Wurzel der Staatskraft. Da aber die wirtschaftlichen Bedingungen für das Einfamilienhaus nicht, besonders in der Großstadt, so leicht zu schaffen sein werden, wird das Einfamilienhaus zum wenigsten von den nüchtern denkenden Fachmännern nicht so sehr als ein nächstes Ziel angesehen, das wir von heute auf morgen erreichen können, sondern vielmehr als ein in der Ferne liegendes Zukunftsideal, das unserem ganzen Streben als Leitstern dienen muß.

Dieses Streben wird sich auf dem Lande und in der kleinen Stadt eher erreichen lassen als in der Großstadt, denn in letzterer wird sich das Ziel der Wohnungsreform nicht auf einen einzigen Haustyp einstellen lassen. Alle Bestrebungen werden hier nie das hochentwickelte Miethaus verdrängen können; dagegen wird es gelten, den Typ des Miethauses zu reformieren. Es ist durchaus nicht nötig, die Frage der billigen Kleinwohnung nur zwischen den beiden Extremen der Mietkaserne und des Einfamilienhauses pendeln zu lassen; zwischen diesen beiden äußersten Fällen liegen manche anderen Möglichkeiten. Warum soll einem mittleren Haustyp von zwei Hauptgeschossen und einem ausgebauten Dachgeschoß nicht zur Geltung verholfen werden? Es liegt auf der Hand, daß innerhalb dieses Haustyps die Kleinwohnung nur die Stockwerkwohnung sein kann. Auch baukünstlerisch entsteht ein Gewinn; denn die bescheidenen Bedürfnisse der dreiräumigen Einzelwohnung füllen den Baukörper nicht aus, erst mehrere Wohnungen unter einem Dache vereint, ergeben die Baumasse. Wir hätten demnach drei Klassen von Wohnungen — reformiertes Miethaus, kleines Miethaus mit höchstens sechs Wohnungen, Ein- und Zweifamilienhaus — in der Großstadt die Wege zu ebnen. Daß der erste Haustyp entsteht, bedarf keiner besonderen Maßnahmen; er wird von selber gedeihen, wo man ihn nicht hindert. Dafür, daß der zweite entsteht, bedarf es einmal bestimmter Beschränkungen, die sich vor allem auf die Stockwerkzahl beziehen, sodann bestimmter Vergünstigungen, um ihn wirtschaftlich dem großen Miethaus überlegen oder doch gleichwertig zu machen. Das Ein- und Zweifamilienhaus bedarf der sorgfältigsten Pflege und einer ganzen Fülle günstiger Vorbedingungen. Für alle drei Haustypen aber sind Bestimmungen nötig, die bauliche Entartungen abschneiden.

Die bauliche Reform der Kleinwohnung ist nun nicht eine Siedlungsaufgabe im üblichen Sinne, sondern der gestaltende Städtebauer steht im Banne anderer Mächte. Die Verbesserung unseres Wohnungswesens ist eine Frage der Geländeaufteilung, die Geländeaufteilung eine Frage der Straßengestaltung, die Straßengestaltung eine Frage des Bebauungsplanes: über allem aber schwebt die formenzeugende Macht der Bauordnung.

Aufgabe der Bebauungspläne ist es, dafür zu sorgen, daß nicht durch übermäßige Anforderungen an den Straßenbau eine Verteuerung durch die Straßenkosten eintritt. Beim Bebauungsplan gilt es im großen zu sparen. Der Bauplan für Gegenden, in denen sich der Kleinhausbau entwickeln soll, muß anders gestaltet sein, als der für Gegenden, in welchen Fabrik-, Geschäfts- oder Miethäuser erstehen sollen. Straßenführungen, Straßenbreiten, Straßenausbau, Baublockanlagen müssen dem jeweiligen Zweck entsprechen. Das Kleinhaus ist das ideale Ziel, dem wir zustreben müssen, die allmähliche Auflockerung der Bauweise der Weg und auch der nächste Zweck, den es zu erreichen gilt.

Wie in der Dorfstraße in einsamer Landschaft im Laufe der Jahrhunderte in naiver Gestaltung ein für die Gegend charakteristischer einheitlicher Typus sich entwickelt hat, der

die Wohn- und Wirtschaftsbedürfnisse sozial Gleichgestellter zum einheitlichen Ausdruck brachte, wie die mittelalterlichen Städte trotz der bunten Vielgestaltigkeit der Einzelformen eine künstlerische Einheit beseelt, wie anderseits die gegründeten Städte des 17. und 18. Jahrhunderts in bewußter Gestaltung eine bislang nicht wieder erreichte Harmonie und künstlerische Einheit zeigen, so müssen auch wir in unserer Zeit zu typischen Formenlösungen gelangen und den gesamten Organismus der Wohn-, Geschäfts- und Industriequartiere der Stadt zu künstlerischen Einheiten entwickeln.

Durchwandert man die Straßen der Städte und prüft man die Häuserreihen auf Einheitlichkeit und Stil, so ergibt sich ein grauenhaftes Bild: kein Haus gleicht dem andern, nur wenige sind Gestaltungen, bedienen sich einer Ausdrucksregel; wohl aber finden wir fast überall eine planlose Anhäufung geschmackloser Zierformen, aus allen Stilen übernommene Motive oder stammelnde Neubildungen ohne Sinn und Seele. Formlosigkeit überall. Erst in den letzten Zeiten lernten wir allmählich wieder was Gesamtausdruck, Gesamtrhythmus bedeutet. Aber wie es ein Verhängnis war, daß gerade zur Zeit des Impressionismus der Architektur die größten Aufgaben gestellt wurden, so ist jetzt für die deutsche Architektur tragisch, daß der verlorene Krieg ihre Entwicklung zu neuem Leben hemmt. Vielleicht wird jedoch die notwendige Vereinfachung, die Abkehr vom Materialprotzentum bewirken, daß sich der Wille wieder ausschließlich auf den geistigen Ausdruck richtet, und je stärker die Menschheit das Dasein der Welt empfindet, je drängender die Fülle des Wirklichen auf jeden einzelnen eindringt, desto heftiger wird das Bedürfnis nach dem Unbedingten werden, nach der Formeinheit, die die fundamentale Bedingung für die neue Baukultur der Städte ist.

Aber nicht allein an den Straßenwandungen muß diese Formeinheit sprechen, sondern dieselben baukünstlerischen Werte müssen auch in den Höfen entstehen, sodaß künstlerisch einheitliche Gesamtraumwirkungen an die Stelle häßlicher, großstädtischer Hofverbauungen treten, sei es durch gemeinschaftliche Innengärten oder durch Schaffung von Einzelgärten für jeden einzelnen Mieter, jedoch dergestalt, daß trotz der intimen Einzelwirkung ein einheitliches Gesamtgebilde entsteht, oder sei es durch Verbindung dieser beiden Systeme. Durch einheitliche Verwendung von Material und Farbe für die einzelnen Straßenzüge, durch Verteilung der Erker und Giebel der einzelnen Häuser in rhythmischen Abständen, durch einheitliche Gestaltung der Vorgärten einer Straße wird dann wieder Harmonie und künstlerische Einheit in unsere Wohnstraßen kommen. Durch sinngemäßen Wechsel der Stockwerkszahl und Gebäudehöhe sowie der Einteilung eines Straßenquerschnitts mit seinen Vorgärten, Bürgersteigen und Fahrdämmen wird dann genügend dafür gesorgt werden können, daß diese Einheitlichkeit nicht zu einer Uniformierung ausartet.

Unter den Faktoren, welche für die Entwicklung einer Gemeinde von besonderem Werte sind, wird nach allgemeiner Überzeugung die Lage an einer Binnenwasserstraße, an einem See oder am Meere zu rechnen sein. Der Zug der Gemeinden zur Wasserstraße ist in den letzten Jahrzehnten von Jahr zu Jahr stärker geworden. Einschneidende wasserbautechnische Aufgaben fallen den Gemeinden am Wasser zu. Zunächst ist hier auf Umgestaltung der Straßenverhältnisse hinzuweisen. Bei tiefer Lage und ungünstiger Vorflut gilt es, die gesundheitlichen Verhältnisse zu bessern, für ausreichenden und wirksamen Hochwasserschutz zu sorgen; denn nur auf solcher Grundlage kann die gedeihliche Entwicklung einer Stadt einsetzen.

Ein lehrreiches Beispiel einer Flußregulierung bietet hier die Emscher, ein stark gewundener Flußlauf von geringem Gefälle, der zwischen der Ruhr und der Lippe in den Rhein fließt und schon bei geringen Niederschlägen die breite Niederung überschwemmte, sodaß die Bewohner des Emschergebietes schon im 16. Jahrhundert darunter zu leiden hatten. Durch die starke Bevölkerungszunahme infolge des Kohlenbergbaues, der zur Errichtung großer Industrieanlagen führte und hier das bedeutendste Industriegebiet des Festlandes entstehen ließ, wurde die Verbesserung der Vorflut und die Reinigung der Abwässer im Emschergebiet zur zwingenden Notwendigkeit. Die ganze Niederung von Herne bis zum Rhein, bedeckt mit Hütten- und Fabrikbetrieben, dicht bevölkerten Wohnstätten, von einem engmaschigen Eisenbahn- und Straßennetz überzogen, verschlechterte sich in gesundheitlicher Hinsicht immer mehr, weil der Hochwasserabfluß erschwert wurde, die Bodensenkungen in dem Kohlengebiete zu sumpfartigen Wassertümpeln wurden sowie die Emscher immer mehr Schmutzwasser zugeführt bekam.

Das Emschergebiet war so zu einer gefährlichen Brutstätte geworden, deren Beseitigung zur Bildung der Emschergenossenschaft der beteiligten Städte und des Staates geführt hat; diese Genossenschaft hat mit einem Kostenaufwande von 50 Mill. M in den Jahren 1905 bis 1914 in der Hauptsache die großzügige Regulierung, deren Gesamtkosten sich auf das Doppelte stellen werden, durchgeführt, die nicht nur als ein nach schwieriger und langjähriger Vorarbeit durchaus gelungenes Werk der Ingenieurbaukunst zu gelten hat, sondern auch namentlich in volkswirtschaftlicher Hinsicht von höchster Bedeutung ist. An Stelle des alten gewundenen, mit Unrat aller Art gefüllten Emscherlaufes und seiner weiten Sumpfflächen ist ein 5 m tiefes neues Flußbett entstanden, das selbst das Hochwasser abzuführen vermag. An diese vertiefte Emscher sind die versumpften Nebenbäche als tief in das Gelände eingeschnittene Abwasserkanäle angeschlossen. Durch zahlreiche Kläranlagen ist für die Wasserreinigung gesorgt. Die 1905 versuchsweise in Essen errichtete Kläranlage ist die größte Deutschlands und hat sich durchaus bewährt.

Hat es sich hier um eine Regulierung aus hygienischen Gründen gehandelt, so sind von größtem Einfluß auf die Entwicklung der Städte die Schiffbarmachung oder Kanalisierung der Flüsse. In vollem Maße sind die Vorteile seiner Lage beispielsweise Mannheim erst zugute gekommen, nachdem die preußische Regierung die Schiffbarmachung des Rheins durch Beseitigung der Schiffahrtshindernisse auf der Durchbruchstrecke durch das rheinische Schiefergebirge verbessert hat. Jetzt setzt eine mächtige Entwicklung der Hafenanlagen ein. Auch die badische Eisenbahnverwaltung erkennt die Bedeutung Mannheims für ihr Bahnnetz und schafft, mit Anlagen dem Verkehrsbedürfnis voraneilend, in der nordwestlich der Stadt durch Rhein und Neckar begrenzten Niederung, der Mühlau, den eigentlichen Handelshafen für den Umschlag der auf dem Wasserweg kommenden Güter auf ihre Bahn.

Mit der Verschiebung der Endstation der Großschiffahrt rheinaufwärts durch die Oberrheinregulierung lag die Gefahr nahe, daß ein Teil des Umschlagverkehrs Mannheim entzogen und daß dieser Umstand auf die Entwicklung des Handels hemmend einwirken würde. In Anbetracht dieser Verhältnisse mußte die Stadt, wollte sie nicht auf ihre Achtung gebietende Stellung Verzicht leisten, Maßnahmen treffen, die die ungünstigen Folgen der drohenden Verschiebung ihrer handels- und verkehrspolitischen Verhältnisse zu paralysieren geeignet waren. Diese vorbeugenden Maßregeln konnten nur in einer energischen Förderung und Kräftigung der Industrie bestehen, die bis dahin nur eine zweite Rolle gespielt hatte. Die nächste Aufgabe der Stadt bildete demnach die Ausdehnung der Stadtgemarkung auf die Vororte und die Bereitstellung von Industriegelände in größerem Umfange. In Verfolg des letzteren Gedankens hat die Stadt Mannheim in den Jahren 1897 bis 1900 den auf der rechten Seite des Neckars gelegenen Altrhein zu einem großen Industriehafen mit einem Aufwand von etwa 10 Mill. M nahezu gänzlich aus eigenen Mitteln in zwei Abschnitten ausgebaut. Der Hafen mit einer Besiedlungsfläche von rd 100 ha dient vornehmlich zur Ansiedlung von Industrie. Reine Umschlagunternehmungen werden nur unter besonderen Bedingungen zuge-

lassen. Da das Gebiet des Industriehafens bis auf 100 000 qm bereits besiedelt ist, so sind die Vorarbeiten für eine Erweiterung der Hafenanlagen in Angriff genommen. Es ist in Aussicht genommen das auf dem linken Ufer des Floßhafens gelegene Gelände zwischen der Wasserfläche und dem Hochwasserdamm im Maßgehalt von etwa 150 ha.

Neue wasserbautechnische Aufgaben werden der Stadt Mannheim dann erwachsen, wenn die Kanalisierung des Neckars ihrer Verwirklichung näher gerückt ist. Denn die Neckarkanalisierung bedarf notwendig eines neuen gutgelegenen Umschlagshafens mit städtischen Umschlagsvorrichtungen, einer Reede, sowie umfangreicher Schiffsliegeplätze.

Daß eine Flußkanalisierung wesentlich auf die Entwicklung einer Stadt einwirkt, zeigt Frankfurt a. M.; die Mainkanalisierung hat zum wirtschaftlichen Aufschwunge der Stadt wesentlich beigetragen und die Stadt vor neue große hafenbautechnische Aufgaben gestellt. Der Hafenverkehr, der 1886 nur 150 000 Tonnen jährlich betrug, ist bis 1912 auf 2 100 000 Tonnen gestiegen. Dies hat die Stadt Frankfurt genötigt, auf dem rechten Mainufer im Osten der Stadt einen neuen Hafen in einem städtischen Gelände von rund drei Millionen qm zu bauen. Dieser mit einem Bauaufwande von 72 Mill. M errichtete Osthafen hat eine Wasserfläche von 460 000 qm und 14 000 qm Ufergelände, das durch 30 km Straßen und 75 km Eisenbahngleise mit der Stadt und Staatsbahn in günstiger Verbindung steht. Er hat neue Industrieplätze ins Leben gerufen und zur Fortentwicklung der alten Handels- und Industriestadt wesentlich beigetragen.

Wenn wir uns noch kurz der Betrachtung der Voraussetzungen des wirtschaftlichen Nutzens einer kommunalen Hafenanlage zuwenden, so ist an erster Stelle natürlich die geographische Lage zu nennen. Die Lage an einem schleusenfreien regulierten Strom wird ceteris paribus immer besser sein als diejenige an einem kanalisierten Fluß oder an einem Kanal.

Eine der besten Lebensbedingungen größerer Häfen ist der Umschlag von Massengütern, wie Kohle, Erz oder Getreide. Das Massengut gestattet die Verladung und Ausladung in großen Einheiten, es erlaubt zugleich Schnelligkeit dieser Vorgänge und ermöglicht die relativ stärkste Ausnutzung der Verlade- und Löscheinrichtungen. Am günstigsten liegen die Verhältnisse dann, wenn das eine Massengut an-, das andere abgefahren wird.

Aber an allen Plätzen muß sich die Anlage von städtischen Häfen planvoll, nach dem vorhandenen Bedürfnis und unter sorgfältiger Einschätzung der gegebenen Entwicklungsbedingungen vollziehen. Je besser und planmäßiger Häfen wie Wasserstraßen ausgenutzt und je peinlicher unwirtschaftliche Hafenanlagen vermieden werden, was gleichbedeutend ist mit steigender Rentabilität, um so besser fährt dabei nicht nur die einzelne Gemeinde, sondern auch Schiffahrt, Handel und Industrie und letzten Endes die gesamte Volkswirtschaft.

Zu den wichtigsten Maßnahmen für die Gesundheitspflege in den Städten, bei denen der Techniker zu entscheiden hat, gehört die Beseitigung der Abfallstoffe und die Zuführung guten Wassers. Beide Maßnahmen sind von der größten Bedeutung für die Gesundheit der Stadtbevölkerung und Verminderung der Sterblichkeit, insbesondere an ansteckenden Krankheiten. Welcher der beiden Maßnahmen ein größerer Einfluß auf die Gesunderhaltung und die Verminderung der Sterblichkeit beizumessen ist, kann wohl nicht genau festgestellt werden. Wollen wir den hygienischen Nutzen wenigstens der Wasserversorgung und Kanalisation zusammen darlegen, so können wir uns am ehesten der Statistik über die Typhussterblichkeit bedienen, welche nach der vorherrschenden Anschauung wesentlich durch den Stand der Wasserversorgung und Kanalisation beeinflußt wird. So zeigt eine im Verwaltungsbericht 1910 der Berliner Magistratsdeputation für die Kanalisationswerke und Güter Berlins enthaltene bildliche Darstellung mit verblüffender Deutlichkeit, wie der Abnahme der an die Kanalisation nicht angeschlossenen Grundstücke eine rapide Abnahme der Typhussterblichkeit entspricht.

Diese Darstellung darf bezüglich der wohltätigen Wirkung von Entwässerungsanlagen allein wohl deshalb besondere Beweiskraft beanspruchen, weil erst im Jahre 1893 der Betrieb der alten Berliner Wasserwerke in Stralau und Tegel eingestellt und die neuen Werke Müggelsee-Lichtenberg in Betrieb genommen worden sind.

Der Vollständigkeit wegen erwähnen wir noch die gesundheitlichen Vorteile, welche die mit der Kanalisation verbundene Untergrunddrainage im Gefolge hat; sie bestehen zunächst in einer Entfeuchtung der Häuser, und wie namentlich von Pettenkofer für München nachgewiesen wurde, in einer Abnahme gewisser Krankheiten, namentlich des Typhus.

Die Kanalisation hat den Zweck, sowohl die Fäkalien und Hausabwässer als auch die Niederschläge aufzunehmen und abzuleiten. Die durch die Kanalisation zu entfernenden Stoffe werden in der Regel den Bach- und Flußläufen zugeführt, nachdem die Abwässer vor der Einführung in diese Wasserläufe derart geklärt sind, daß ein nachteiliger Einfluß auf die Beschaffenheit der Wasserläufe und der in ihnen befindlichen Lebewesen ausgeschlossen ist. Die im Abwasser enthaltenen Stoffe sind teils anorganischer, teils organischer Natur; die letzteren gehen bei nicht sachgemäß ausgeführter Kanalisation, insbesondere bei längerem Aufenthalt in den Kanälen in Fäulnis über; eine möglichst schnelle Abführung der Abwässer in den Wasserlauf oder an den Ort der vorherigen Behandlung der Abwässer ist daher von großer Wichtigkeit.

Die unmittelbare Einführung der Abwässer in einen Wasserlauf ist nur möglich, wenn dieser eine im Verhältnis zur Menge des Abwassers überaus große Wassermenge und ein großes Gefälle hat. In einem solchen Falle wird eine Unschädlichmachung der im Abwasser enthaltenen Stoffe durch die sogenannte Selbstreinigung des Wasserlaufs bewirkt, die teils in Niederschlagung der feinen Schwebestoffe, teils in einer Umwandlung der organischen Stoffe in solche anorganischer Natur besteht. Ist die Wassermenge des Vorfluters nicht so groß, so werden die Schwimm- und Schwebestoffe kleinerer Art durch Feinrechen oder andere Vorrichtung vorher abgefangen. Die ganz feinen Schwebestoffe können durch Klärbecken oder Klärbrunnen dem Wasser entzogen werden, das sind horizontal oder vertikal angeordnete Räume, die das Wasser in langsamer Bewegung durchzieht. Genügt die Entfernung der schwebenden und schwimmenden Stoffe aus dem Abwasser allein nicht, um eine nachteilige Beeinflussung des abführenden Wasserlaufs oder der Lebewesen in ihm zu verhindern, so ist das Wasser einer Behandlung zu unterziehen, die vor der Einführung in die Wasserläufe eine Umwandlung der gelösten organischen Stoffe in solche anorganischer Natur bewirken kann. Je nachdem man die Endprodukte dieser Umwandlung nutzbar machen will, oder sie der freien Natur überläßt, erfolgt diese Behandlung in Rieselfeldern oder Filteranlagen; eine fortgeschrittene Art der letzteren sind die sogenannten Oxydationsfilter, auch biologische Filter oder Anlagen genannt.

Eine weitere wichtige Frage ist die der Höhenlage der Kanäle zum Vorfluter, wenn ein solcher die Abwässer unmittelbar aufnimmt. Es wird nicht immer möglich sein, das Kanalnetz so hoch zu legen, daß bei allen Wasserständen des Flusses ungehinderte Vorflut möglich ist, da die Sohlen der Kanäle mindestens 2 bis 3 m unter Straßenoberfläche liegen müssen, um eine Entwässerung der Keller möglich zu machen, die Kellersohlen aber öfters unter dem höchsten Wasserstand des Wasserlaufs liegen. In solchen Fällen wird bei höheren Wasserständen des Vorfluters eine Hebung entweder des gesamten Wassers oder der aus tiefer liegenden Stadtteilen kommenden Abwässer nötig sein.

Die Ausbildung des Kanalnetzes und die Größenbemessung der Kanalquerschnitte ist davon abhängig, ob man Schmutz- und Regenwasser gemeinsam oder getrennt abführt. Die ge-

meinsame Abführung nennt man Misch-, die getrennte Trennsystem. Da von den Niederschlägen die Kanäle am stärksten beansprucht werden, so kann es sich der Kostenersparnis wegen empfehlen, sofern die örtlichen Verhältnisse es gestatten, das Trennsystem derart einzuführen, daß man für die Hausabwässer und die Fäkalien kleinere unterirdische Kanäle mit geringem Querschnitt baut und das Regenwasser oderirdisch ableitet, besonders im Gebirge und Hügelland, wo der Vorfluter in unmittelbarer Nähe ist und die Regenwässer auf kurzem Wege nach demselben geführt werden können.

Die Ausführung der Kanäle erfordert die Aufwendung erheblicher Geldmittel; als Beispiel sei auf Frankfurt a. M. verwiesen. Diese Großstadt hat nach Hamburg die älteste Entwässerungsanlage in Deutschland, die 1867 von Lindley als Schwemmkanalisation zur Abführung der Regen- und Schmutzwasser einschließlich der menschlichen Abfallstoffe erbaut wurde. Sie fließen dem Main und der Nidda zu, und zwar aus der Bergzone mit freier Vorflut, aus der Talzone durch ein Pumpwerk, das zugleich den Grundwasserstand der tiefliegenden Altstadt senkt. Die Straßenentwässerung und Reinigung geschieht durch Sinkkasten und besondere Schächte zur schnellen Beseitigung des Schnees. Die Gesamtlänge der Kanäle beträgt 400 km mit 17 000 Sinkkästen, 46 Schneeeinwürfen, 250 Weichen- und Schienenentwässerungen und 21 000 Hausentwässerungen (Stand 1913). Die Reinigung der Abwässer geschieht hauptsächlich durch eine 1887 erbaute und 1902 bis 1904 erweiterte mechanische Kläranlage, für einige außenliegende Gebäudegruppen durch biologische Reinigung. Der Klärschlamm wird durch Zentrifugen entwässert, getrocknet und mit dem Hausmüll verbrannt.

Die Anlagekosten der Kanäle betragen rund 30 Mill. M, die der Kläranlage rund 2 Mill. M. Diese Aufwendungen werden gedeckt durch Beiträge und Gebühren, die nach der Straßenfront der Grundstücke und dem Rohertrage oder Mietwerte der Gebäude berechnet werden. Bei Neubauten wird eine Gebühr nach der Bausumme erhoben.

In Mannheim werden die Abwässer nach mechanischer Klärung dem Rhein zugeführt; die Sinkstoffe werden durch Klärbecken, das sind horizontal angelegte Räume, die das Wasser in langsamer Bewegung durchzieht, zurückgehalten und die Schwebestoffe durch Rechen direkt beseitigt. Der Schlamm aus den Becken wird durch eine Schlammpumpe gehoben und in Rohrleitungen auf der Stadt gehöriges Gelände gedrückt und landwirtschaftlich verwertet. Bei dem Mannheimer Klärverfahren gehen große Dungwerte mit dem geklärten Abwasser in den Vorfluter. Solange wir ein wohlhabendes Volk waren, konnte dies in Kauf genommen werden. Unsere Zukunft wird uns zu äußerster wirtschaftlicher Ausnützung der Dungstoffe in den Abwässern zwingen; hier eröffnet sich der Technik ein bereits gut vorbereitetes neues Arbeitsfeld.

Wir werden uns allgemein künftighin mit dem Gedanken vertraut machen müssen, für die Fäkalien und Hausabwässer hinsichtlich ihrer Wiederverwertung weiterzublicken, als dies gemeiniglich zu geschehen pflegt. Denn wenn alle Kleinhäuser mit einem Garten von 150 bis 200 qm Größe versehen sind, kann damit gerechnet werden, daß zur Düngung dieses Gartenlandes die Fäkalien des Einzelhauses aufgebraucht werden können, so daß ihre Fortführung durch besondere Rohrleitungen nicht nötig ist. Diese gute Düngung stellt durch die dadurch ermöglichte hochgradige Ausnutzung des Gartenlandes einen sehr wertvollen Faktor zur wirtschaftlichen Entlastung des Kleinhauses dar; denn was der Kleinhausinhaber und seine Familie aus dem Gartenlande durch Obst- und Gemüsezucht herauszuwirtschaften vermögen, das stellt in Wahrheit eine Verbilligung des Wohnens selbst dar. Die Selbstversorgung hilft etwaige gesteigerte Baukosten ausgleichen. Die Sammlung der Fäkalien kann in Gruben oder Tonnen erfolgen; bei durchlässigem Boden und günstigem Grundwasserstand ist die Untergrundberieselung eine vollkommen einwandfreie Lösung, zumal auch das Regenwasser für die Berieselung nutzbar gemacht werden kann.

Je mehr Menschen in einer Siedlung vereinigt sind und je dichter die Bevölkerung eines Ortes wohnt, desto größere Sorgfalt muß der Beseitigung der festen Abfallstoffe gewidmet werden. Die festen Abfallstoffe bestehen aus der Asche der häuslichen Heizvorrichtungen, Küchenabfällen und Speiseresten, Haus- und Straßenkehricht, schließlich aus sperrigen Gegenständen: Papierabfällen, Konservenbüchsen, Glas- und Porzellanscherben u. a. m. Die Asche ist hygienisch ungefährlich, vom Haus- und Straßenkehricht kann dies nur bedingungsweise gelten, die Küchenabfälle und Speisereste können in Fäulnis übergehen, sind also hygienisch bedenklich; die sperrigen Gegenstände sind in der Regel ebenfalls hygienisch ungefährlich, erschweren jedoch jede Art von Verwertung und Unschädlichmachung.

Die hygienisch einwandfreiste Haus- und Wohnungsreinigung erfolgt durch Absaugung. Als Sammelstelle dienen die Sammelkehrichtbehälter in den Höfen, die entweder aus tragbaren Kehrichtgefäßen oder aus Kehrichtgruben bestehen. An Stelle des Transports zu den Sammelstellen ist ein wesentlicher hygienischer Fortschritt für größere Mietshäuser mit Stockwerkswohnungen in den letzten Jahren durch die Einführung von Müllschluckern erreicht worden.

Die Müllabfuhr hat ohne Belästigung der Haus- und Ortseinwohner zu erfolgen. Dieser Anforderung entsprechend sind die Haus- und Straßenkehrichtabfuhrwagen zu konstruieren. Als zweckmäßige Verfahren für die Unschädlichmachung, Vernichtung und Verwertung des Mülls kommen in Betracht: Lagerung des Mülls unter bestimmten Vorsichtsmaßregeln, die Sortierung und Verwertung nach einzelnen Bestandteilen, die Müllverbrennung oder eine Kombination dieser Verfahren.

Die meisten Städte verbringen noch ihre Abfälle zur Ablagerung in ausgehobene Flächen. Das Wort „Müllabladeplatz" erregt bei jedem, der einen solchen Platz gesehen hat, ein mindestens unbehagliches Gefühl, den Städten dauernde Sorgen und Verdruß, von den großen Kosten ganz abgesehen. Hat man große, tiefgelegene Flächen zur Verfügung, die in späterer Zeit beim Wachsen der Stadt als Freiflächen liegen bleiben, so kann man diese zur Aufstapelung benützen, da anzunehmen ist, daß bis zur Benützung der Fläche zu Parks, Gartenanlagen und Spielplätzen eine ausreichende Mineralisierung der fäulnisfähigen Stoffe eingetreten ist. Die Mißstände einer solchen Müllablagerung führen mit Macht zur Verbrennung der sämtlichen Stoffe in der Zukunft. Ganz vernichtet werden die Stoffe durch die Verbrennung zwar nicht, die rückbleibende Asche und Schlacken machen noch etwa 40 vH aus, aber die Unterbringung dieser hygienisch einwandfreien Stoffe bietet in der Regel keine größere Schwierigkeit. Die Asche kann zum Wegebau, die Schlacke zur Bereitung von Betonsteinen verwendet werden. Die durch die Verbrennung der Abfallstoffe erzeugte Wärme wird in elektrische Kraft umgewandelt.

Die Stadt Frankfurt a. M. besitzt seit 1910 eine Müllverbrennungsanstalt sowohl zur Beseitigung des Kehrichts der Häuser wie des Schlammes der Klärbecken; die Anlage hat 1,4 Mill. M gekostet. Der Hauskehricht wird mit Schiffen auf dem Main zur Verbrennungsanstalt befördert. Die Anstalt enthält sechs Ofenbatterien von je vier Zellen, sechs Dampfkesseln mit je 125 qm Heizfläche nebst Überhitzern und zwei Turbodynamos für je 360 Kilowatt. 1912 wurden rd 42 000 Tonnen Kehricht verbrannt. Eine Tonne Müll erzeugt 900 bis 1100 kg Dampf und 70 Kilowattstunden. Die Verbrennung erfolgt durch Müllöfen nach System Herbertz mit regulierbarem Gebläse zur Erzeugung von Preßluft, die in das Müllfeuer eintritt. Vier Öfen bilden eine Batterie, die bei mechanischer Beschickung 45 bis 55 Tonnen Müll in 24 Stunden bei 900 bis 1200 Grad Celsius verbrennt. Durch Mischung getrockneten Schlammes und Mülls und deren Verbrennung werden per Tonne 90 bis 100 Kilowattstunden erzeugt.

Die Notwendigkeit einer einheitlichen Versorgung der Stadt mit gutem Wasser ist allgemein anerkannt. Keine größere Stadt entbehrt diese heutzutage. Der Bedarf an Versorgungswasser ist infolge des Aufblühens der Städte vor dem Kriege ganz ungemein gewachsen; außerdem bedingt die bessere Lebenshaltung ein Zunehmen des Einheitsverbrauchs auf den Kopf der Bevölkerung. In gleichem Maße aber, wie die Menge des alljährlich neu in Anspruch genommenen Leitungswasser zugenommen hat, ist es schwer geworden, solches Wasser fortgesetzt zu erhalten. Quellwasser, früher vielfach benutzt, ist für große Städte zu einem Luxusartikel geworden, und der Verwendung von Flußwasser zur zentralen Wasserversorgung stehen angesichts der zunehmenden Verunreinigung der Flüsse aus hygienischen Gründen immer größere Bedenken entgegen. Bei der Erweiterung der Wasserwerke ist man daher hauptsächlich auf das unterirdische Wasser, das Grundwasser, angewiesen. Bei Grundwasserversorgung kann das Wasser nur aus einer gewissen Tiefe entnommen werden, da nahe der Erdoberfläche stehendes Wasser verunreinigt sein kann. Unbequemlichkeiten ergeben sich hierbei infolge Aufnahme zu vieler Bestandteile bei den langen Wegen, die das Wasser bis zur Entnahmestelle zurückgelegt hat. Insbesondere der Gehalt an gelöstem Eisen ist stets sehr groß. Die Überführung des gelösten Eisens in ungelöstes erfolgt durch Lüftung und die Entfernung des ungelösten Eisens durch Filter. Oft zeigt Grundwasser auch eine zu große Härte, die ebenfalls durch geeignete Maßnahmen verringert werden kann.

In Mannheim erfolgt die Erschließung des Grundwassers mittelst Brunnen, nämlich teils Rohrbrunnen, teils gemauerte Schachtbrunnen. Das durch die Brunnen erschlossene Wasser wird mittelst Heberleitungen in Sammelbrunnen weiter geleitet. In die Sammelbrunnen reichen die Heberleitungsenden sowie die Saugleitungen, welche zu den Pumpen der Wasserhebungsanlage führen. Die Regelung des gesamten Pumpbetriebes erfolgt entsprechend der jeweiligen Wasserverbrauchsverhältnisse im Stadtrohrnetz. Zur Begrenzung des Förderdrucks sowie zum Ausgleich der Konsumschwankungen sind zwei Hochbehälter errichtet, der Wasserturm am Friedrichsplatz und der Wasserturm am Waldhof. Um die Leistungsfähigkeit zu erhöhen, wurde das Rheinauer Wasserwerk in den Interessenkreis der Mannheimer Wasserversorgung aufgenommen. Aber trotzdem steht fest, daß die Wasserwerke bald am Ende ihrer Leistungsfähigkeit angelangt sein werden. Es sind deshalb seit einer Reihe von Jahren Vorarbeiten durchgeführt worden, um neue Wasserbezugsquellen für die spätere Versorgung der Stadt Mannheim zu erschließen. Auch wurde die Frage erwogen, für die Zwecke des öffentlichen Wasserbedarfs (Springbrunnen, Straßenbesprengung usw.) Rheinwasser zu verwenden.

Der jährlich wachsende Wasserverbrauch in Frankfurt a. M., besonders vor der Einführung von Wassermessern, zwang schon in den achtziger Jahren, als die Hochquellenleitung des Spessart und Vogelsberg mit 20 000 Tageskubikmetern nicht mehr ausreichte, zur Errichtung von Grundwasserwerken und für Straßen und Gärten zur Erbauung eines Mainwasser-Pumpwerks. Der Gesamtverbrauch ist auf rd 100 000 cbm Trink- und 20 000 cbm Nutzwasser gestiegen. Der Höchstbedarf eines Einwohners beträgt in den älteren Stadtteilen, wo Wassermesser fehlen, täglich 300 l, dagegen nur 100 l in den Stadtteilen mit Wassermessern. Diese gewaltige Steigerung des Wasserbedarfs hat die Technik vor schwierige und vielseitige Aufgaben gestellt. Besonders verdient die durch ihre Größe und Art einzig dastehende „Entwässerungsanlage" zur Bekämpfung des zerstörenden Einflusses der freien Kohlensäure im Wasser hervorgehoben zu werden, sowie die in Frankfurt a. M. angewendete Marmorrieselung und der seit etwa zehn Jahren nach eigenem System gelungene Versuch zur Erzeugung künstlichen Grundwassers aus dem Flußwasser. Dieses neue Verfahren besteht im wesentlichen darin, daß das vorgereinigte Flußwasser durch 14 m starke Sandschichten hinabsickern muß, bevor es in den Grundwasserstrom eintritt. Auf diese Weise erreicht das Flußwasser erst nach Jahren die Fassungsanlagen des Pumpwerks und wird zu einem einwandfreien Grundwasser veredelt. Bei der wachsenden Schwierigkeit der Beschaffung neuen Grund- und Quellwassers gewinnt diese künstliche Grundwasserversorgung große Bedeutung.

Solche gewaltige bautechnische Aufgaben in der Gemeinde, wie sie hier nur lückenhaft aufgeführt werden konnten, berechtigten die Techniker zu der Forderung, daß eine ihren Wünschen entsprechende Änderung der Verwaltung auch sichtbar ihren Ausdruck finden müsse durch eine andere Besetzung der Verwaltungsstellen. Gerade je stärker ausgebaut in Zukunft die Selbstverwaltung in allen ihren Teilen werden soll, um so mehr muß mit allem aufgeräumt werden, das dem Geiste der neuen Zeit innerlich fremd und gegensätzlich ist. Denn sonst ist der organische Zusammenhang aller Teile unseres Wirtschaftslebens nie zu erreichen. Das bedeutet nicht eine einseitige berufliche Auswahl, sondern eine Sicherung dafür, daß die Verwaltungsstellen für alle, also auch für jene Techniker zugänglich sein müssen, die den ehrlichen Willen und die Fähigkeiten haben, die Verwaltung in neuem Geiste zu führen. Nicht Abschließung zugunsten einzelner Berufsstände, sondern Aufschließung für den Zustrom tüchtiger, aufstrebender Kräfte aus allen Berufsschichten, das soll für die Zukunft die Richtschnur sein.

Die so von neuen Menschen mit neuen Ideen befruchtete, auf neuen Wegen geführte Verwaltung wird für den Wiederaufbau unseres Vaterlandes Kräfte schaffen, die ihr auch die schwerste kommende Zeit überwinden helfen.

BEITRAG ZUR ÖKONOMISCHEN DIMENSIONIERUNG EXZENTRISCH BEANSPRUCHTER T-FÖRMIGER UND RECHTECKIGER EISENBETONQUERSCHNITTE.

Von Dr.-Ing. Julius Kriso, beh. aut. Ziviling., Assist. a. d. Lehrkanzel f. Brückenbau a. d. techn. Hochschule in Graz.

Das hier angegebene Verfahren ist besonders für T-förmige Querschnitte gedacht; die Anwendung auf rechteckige ergibt sich als spezieller Fall, der ohne weiteres durch Hinwegfallen gewisser Glieder aus den allgemeinen Resultaten hervorgeht.

Vernachlässigungen in den Annahmen wurden nicht gemacht, somit sind die Gleichungen für alle Querschnittshöhen, Platten- und Rippenstärken anzuwenden.

Die exzentrisch wirkende Kraft soll außerhalb des Querschnittskernes liegen.

In der Ableitung des Verfahrens kommt lediglich nur der Abstand der exzentrisch wirkenden Kraft vom Druck- bzw. Zugeisen in Betracht, daher ist dasselbe allgemein anwendbar, sobald man die Lage der Last in bezug auf den Querschnitt kennt.

Einleitung.

Exzentrisch wirkende Druck- und Zugkräfte.

Man unterscheidet bei exzentrisch beanspruchten Eisenbetonquerschnitten, wie im Falle der reinen Biegung, ein Dimensionieren mit freier Konstruktionshöhe und ein solches mit gegebener Konstruktionshöhe.

Im ersten Falle ist die Höhe und die Armierung zu suchen. Die Höhe wird nun — vorausgesetzt, daß es praktisch möglich ist — meist so bestimmt, daß die zulässige Betondruck-

spannung s_b und die zulässige Eisenzugspannung s_e gleichzeitig voll ausgenutzt werden; man nennt sie die ideale Höhe h_i (Siehe A. V.)

Diese Dimensionierung kommt der ökonomischen sehr nahe, obwohl oft eine etwas größere Höhe zu einem wirtschaftlicheren Verhältnis zwischen Beton und Eisen führt, was in dieser Arbeit jedoch nicht weiter besprochen wird.

Im zweiten Falle ist die Höhe gegeben und nur mehr die Armierung zu suchen. Die gegebene Höhe kann entweder größer oder kleiner als die ideale sein.

a) Ist $h > h_i$, so ist nur Zugarmierung notwendig. Ausgenutzt bis zur zulässigen Grenze kann nur die Eisenspannung s_e werden, während die Betondruckspannung σ_b immer unter der zulässigen s_b bleibt; analog wie im Falle der reinen Biegung. (Beweis unterbleibt.)

Das Eisenminimum ergibt sich bei Einhaltung der zulässigen Eisenzugspannung s_e, mithin ist dieser Fall von keinem weiteren Interesse.

b) Ist $h < h_i$, so können die zulässigen Spannungen gleichzeitig nur dann erreicht werden, wenn der Querschnitt auf Zug und Druck bewehrt wird.

Legt man diese Spannungen der Dimensionierung zugrunde, so erhält man eine Druckeisenfläche f_{e_d} und eine Zugeisenfläche f_{e_z}.

Wählt man nun unter Beibehaltung von s_b die Eisenzugspannung $\sigma_e < s_e$, so ist aus dem Spannungsdiagramm ohne weiteres ersichtlich, daß x und damit die Betondruckzone vergrößert wird, weshalb die Eisendruckfläche abnehmen, die Eisenzugfläche der kleineren Spannung σ_e halber zunehmen muß.

Da jedoch die Abnahme von f_{e_d} kleiner oder größer als die Zunahme von f_{e_z} sein kann, so ergibt sich daraus folgende Frage, die zum Gegenstand der Arbeit gemacht wurde:

Welche Eisenzugspannung $\sigma_e = \sigma_{\ddot{o}}$ (ökonomische Spannung) ist in diesem Falle der Dimensionierung zugrunde zu legen, damit bei Einhaltung von s_b die notwendige Eisenfläche $f_{e_d} + f_{e_z}$ ein Minimum wird?

A. Exzentrischer Druck.

I. Ableitung der Gleichung für $x_{\ddot{o}}$.

Es soll die Gleichung für $x_{\ddot{o}}$, das ist die Entfernung der neutralen Achse vom Druckrande, wenn s_b und $\sigma_{\ddot{o}}$ die zulässigen Spannungen sind, aufgestellt werden.

$\sigma_{\ddot{o}}$ bestimmt sich dann aus dem Proportionalitätsgesetze:

$$\sigma_{\ddot{o}} = n s_b \frac{h - x_{\ddot{o}}}{x_{\ddot{o}}}.$$

Zur Ableitung dieser Gleichung werden die Dimensionierungsformeln von R. Wuczkowski verwendet („Eisenbetonkonstruktionen bei Biegung und bei exzentrisch wirkenden Druck- oder Zugkräften" von R. Wuczkowski, Berlin 1911). Das dort angegebene Verfahren beweist, daß die Berechnung eines exzentrisch beanspruchten Eisenbetonquerschnittes (wo Zug- und Druckspannungen auftreten) auf den Fall der reinen Biegung mit einer Zusatzkraft im Zugeisen zurückgeführt werden kann.

Das Biegungsmoment, mit welchem wie im Falle der reinen Biegung dimensioniert wird, ist das Moment der exzentrisch wirkenden Kraft N um den Eisenzugmittelpunkt. Die Zusatzkraft ist eine Druck- — bei exzentrischem Drucke — oder eine Zugkraft bei exzentrischem Zuge im Eisenzugmittelpunkt und gleich N. Nach diesem Verfahren werden die Armierungsformeln für den druckarmierten Balken bei reiner Biegung verwendet und von der so erhaltenen Zugeisenfläche die Eisenfläche $\frac{N}{\sigma_e}$ bei exzentrischem Druck abgezogen, bei exzentrischem Zug zugezählt Abb. 1.

$$f_{e_d} = \frac{(B-b)(x-d)^2 \frac{3h-x-2d}{6} - \frac{Bx^2}{6}(3h-x) + \frac{M_z}{s_b}\cdot x}{n(x-a)(h-a)}$$

$$f_{e_z} = \frac{(B-b)(x-d)^2 \frac{3a-x-2d}{6} + \frac{Bx^2}{6}(x-3a) + \frac{M_z}{s_b}\cdot x}{n(h-x)(h-a)} \mp \frac{N}{\sigma_e}$$

Die zweite Gleichung wurde vom Verfasser vereinfacht auf folgende Form gebracht:

$$f_{e_z} = \frac{(B-b)(x-d)^2 \frac{3a-x-2d}{6} + \frac{Bx^2}{6}(x-3a) + \frac{M_d}{s_b}\cdot x}{n(h-x)(h-a)}$$

darin bedeuten $M_z = N e_z$ = Moment um den Eisenzugmittelpunkt,
$M_d = N e_d$ = „ „ „ Eisendruckmittelpunkt.

Mit Rücksicht darauf läßt sich nun einheitlich für die Berechnung von f_{e_d} und f_{e_z} — gültig für exzentrischen Druck und Zug — folgender Satz aussprechen:

Beim exzentrisch beanspruchten Eisenbetonquerschnitt kann man die Eisendruck- und Eisenzugfläche nach den gebräuchlichen Armierungsformeln des auf reine Biegung beanspruchten doppelt armierten Balkens ermitteln. Für die Berechnung von f_{e_d} ist dabei das Moment der exzentrisch wirkenden Kraft in bezug auf den Eisenzugmittelpunkt und für die Berechnung von f_{e_z} in bezug auf den Eisendruckmittelpunkt zu benutzen.

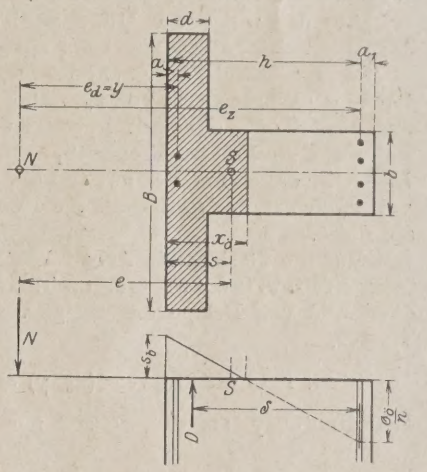


Abb. 1.

Betreffs der Vorzeichen von M_z und M_d sei noch erwähnt, daß sie bei exzentrischem Zuge immer positiv sind (B. Einleitung). Bei exzentrischem Druck jedoch ist M_z immer positiv, während M_d auch negativ (Beispiel 2) werden kann, wenn die Kraft zwischen der Druckarmierung und der Querschnittsmitte angreift. Wirkt die Kraft außerhalb der Druckarmierung, so ist auch M_d immer positiv.

Im übrigen ergibt sich das Vorzeichen von selbst aus den später angegebenen Ausdrücken für M_d und M_z.

Mit Hilfe des oben erwähnten Verfahrens soll nun $x_{\ddot{o}}$ bzw. $\sigma_{\ddot{o}}$ für einen exzentrisch gedrückten Querschnitt ermittelt werden:

Gegeben sind die Abmessungen des Querschnittes (Abb. 1), die Kraft N, ihre Exzentrizität e und die Spannung s_b; vorausgesetzt ist, wie in der Einleitung besprochen wurde, das $h < h_i$ ist (A. V).

Gesucht wird $x_{\ddot{o}}$, bzw. die ökonomische Eisenspannung $\sigma_{\ddot{o}}$.

Bildet man $\frac{d(f_{e_d} + f_{e_z})}{dx} = \frac{df_{e_d}}{dx} + \frac{df_{e_z}}{dx} = 0$, so rechnet sich aus dieser Gleichung jenes $x = x_{\ddot{o}}$, welches $f_{e_d} + f_{e_z}$ zu einem Minimum macht.

$$\frac{df_{e_d}}{dx} = \frac{1}{n(h-a)(x-a)^2}\left[\frac{bx^3}{3} - \frac{bx^2}{2}(h+a) + abhx - \frac{d^2}{2}(B-b)(h+a) + (B-b)\frac{d}{3}(3ah+d^2) - \frac{M_z}{s_b}\cdot a\right]$$

$$\frac{df_{e_z}}{dx} = \frac{1}{n(h-a)(h-x)^2}\left[-\frac{bx^3}{3} + \frac{bx^2}{2}(h+a) - abhx + \frac{d^2}{2}(B-b)(h+a) - (B-b)\frac{d}{3}(3ah+d^2) + \frac{M_d}{s_b}\cdot h\right]$$

Diese Werte in obige Gleichung eingesetzt geben ihr die Form

$$\frac{b\,x_\delta^3-\frac{3b}{2}(h+a)\,x_\delta^2+3abh\,x_\delta-\frac{3d^2}{2}(B-b)(h+a)+d(B-b)(3ah+d^2)-\frac{3M_z}{s_b}\cdot a}{b\,x_\delta^3-\frac{3b}{2}(h+a)\,x_\delta^2+3abh\,x_\delta-\frac{3d^2}{2}(B-b)(h+a)+d(B-b)(3ah+d^2)-\frac{3M_d}{s_b}\cdot h}=\left(\frac{x_\delta-a}{h-x_\delta}\right)^2 \quad \ldots\ldots \text{Gl. (I}$$

darin ist $M_z = N(e+h-s)$ und $M_d = N(e+a-s)$.

II. Diskussion der Gleichung I.

(Alle Folgerungen gelten sowohl für T-förmige, als auch für rechteckige Querschnitte.)

Wird M_z durch M_d ausgedrückt, $M_z = M_d + N(h-a)$ und $M_d = N.y$ gesetzt (Abb. 1), so nimmt die Gleichung I die Form $f(x_\delta, y) = \left(\frac{x_\delta-a}{h-x_\delta}\right)^2$ an:

$$\frac{b\,x_\delta^3-\frac{3b}{2}(h+a)\,x_\delta^2+3abh\,x_\delta-\frac{3d^2}{2}(B-b)(h+a)+(B-b)d(3ah+d^2)-\frac{3a}{s_b}Ny-\frac{3a}{s_b}N(h-a)}{b\,x_\delta^3-\frac{3b}{2}(h+a)\,x_\delta^2+3abh\,x_\delta-\frac{3d^2}{2}(B-b)(h+a)+(B-b)d(3ah+d^2)-\frac{3h}{s_b}Ny}=\left(\frac{x_\delta-a}{h-x_\delta}\right)^2$$

Dem Zweck der vorliegenden Arbeit entsprechend wird die Gleichung nur hinsichtlich der praktisch verwendbaren Ergebnisse diskutiert.

Aus der näheren Untersuchung der Gleichung seien der Übersicht halber nur kurz einige Beziehungen erwähnt:

Da die Gleichung 4. Grades ist, so entsprechen je einem Werte y 4 Wurzelwerte von x_δ. Diese sind entweder alle 4 reell und positiv oder 2 reell und positiv und 2 konjugiert imaginär.

Der erste Fall tritt bei $h<h_i$ nicht ein, ist mithin belanglos. Es bleibt daher nur der zweite Fall, der bei $h<h_i$ einen Wert von x_δ liefert, der größer als die Höhe ist und einen kleineren als diese.

Für die vorliegende Arbeit kann nur der letztere von Interesse sein und die angefügten Tabellen dienen, wie später an der Hand von Beispielen gezeigt wird, zur Ermittlung dieses Wertes.

Stellt man die Kurve $f(x_\delta, y) = \left(\frac{x_\delta-a}{h-x_\delta}\right)^2$ in bezug auf ein Koordinatensystem dar, so soll nur derjenige Kurvenast betrachtet werden, der den Zusammenhang zwischen den Werten von $x_\delta < h$ und solchen Werten von y darstellt, für welche die gegebene Höhe h kleiner als die dem jeweiligen Werte y entsprechende ideale Höhe h_i ist.

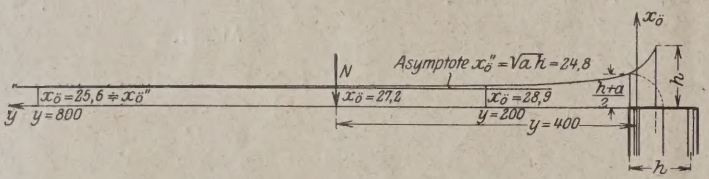


Abb. 2.

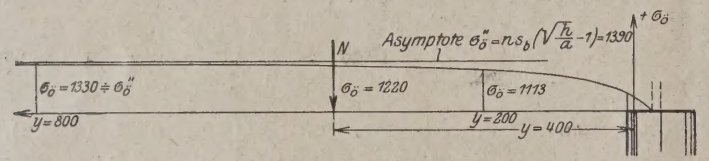


Abb. 3.

1. Dieser Kurvenast ist für die praktisch in Betracht kommenden Werte von $\frac{a}{h}$ und $\frac{d}{h}$ nach oben konkav und schmiegt sich an eine zur y-Achse (siehe folgenden Absatz 2) parallele Asymptote an; d. h., daß mit einer Zunahme von y — also mit einer Entfernung der Kraft vom Querschnitt — eine Abnahme von x_δ bzw. eine Zunahme von σ_δ verbunden ist (Abb. 2, 3).

Mit Hilfe der später abgeleiteten Gleichung II soll der Verlauf dieses Kurvenastes der Übersicht halber für das folgende spezielle Beispiel aufgetragen werden.

Die Abmessungen eines rechteckigen Querschnittes seien $h + a_1 = 90$ cm, $a = a_1 = 7{,}5$ cm, $b = 60$ cm, $s_b = 40$ kg/cm², $N = 77\,750$ kg.

Die zweite Kurve wurde aus der ersten durch den Zusammenhang $\sigma_\delta = n s_b \frac{h-x_\delta}{x_\delta}$ abgeleitet.

2. Wird in der Gleichung $f(x_\delta, y) = \left(\frac{x_\delta-a}{h-x_\delta}\right)^2$ die Veränderliche $y=\infty$ gesetzt, so geht sie über in

$$\frac{-3\frac{N\,a}{s_b}}{-3\frac{N\,h}{s_b}}=\left(\frac{x_\delta''-a}{h-x_\delta''}\right)^2$$

und man erhält daraus die Gleichung einer zur y-Achse parallelen Asymptote:

$$\underline{x_\delta''=\sqrt{a\,h}}.$$

Diesem Werte von x_δ entsprechen dann

$$\underline{\alpha_\delta''=\frac{x_\delta''}{h}=\sqrt{\frac{a}{h}}} \text{ und } \underline{\sigma_\delta''=n s_b\left(\sqrt{\frac{h}{a}}-1\right)},$$

D. h.: Liegt der Angriffspunkt von N im ∞, so ergibt sich — mathematisch aufgefaßt — ein unterer Grenzwert x_δ'' und α_δ'', bzw. ein oberer Grenzwert σ_δ''.

Für jede endliche Exzentrizität muß mithin $x_\delta > \sqrt{a\,h}$, $\alpha_\delta > \sqrt{\frac{a}{h}}$ und $\sigma_\delta < n s_b\left(\sqrt{\frac{h}{a}}-1\right)$ sein.

3. Da der Zähler und Nenner der linken Gleichungsseite bis auf das letzte Glied einander gleich sind (Gleichung I), so wird dieser Bruch gleich 1 werden, wenn eben diese beiden letzten Glieder denselben Wert besitzen:

$$-\frac{3M_z\,a}{s_b}=-\frac{3M_d\,h}{s_b}$$

oder $$N(e+h-s)\,a = N(e+a-s)\,h,$$

daraus $$\underline{e=s}.$$

Die rechte Gleichungsseite ist dann $\left(\frac{x_\delta-a}{h-x_\delta}\right)^2 = 1$, daraus

$$\underline{x_\delta'=\frac{h+a}{2}}.$$

Diesem Werte von x_δ' entsprechen dann

$$\underline{\alpha_\delta'=\frac{x_\delta}{h}=\frac{1}{2}\left(1+\frac{a}{h}\right)} \text{ und } \underline{\sigma_\delta'=n s_b\frac{h-a}{h+a}}$$

Dieses interessante Resultat sagt nun:

Ist die Exzentrizität $e=s$, d. h. steht N genau am Querschnittsrand, so wird das Minimum an Eisenarmierung — unabhängig von der Größe von N — dann erhalten, wenn man die Eisenpsannung σ_δ derart wählt, daß unter Beibehaltung der zulässigen Betondruckspannung s_b die neutrale Achse $x_\delta' = \frac{h+a}{2}$ vom Druckrande entfernt liegt.

Im speziellen Falle $a = a_1$ fällt sie mit der Querschnittsmitte zusammen $x_{\sigma}' = \frac{h+a}{2}$.

Zusammengefaßt soll nun die folgende Tabelle eine Übersicht über den Zusammenhang von x_{σ} bzw. $\sigma_{\bar{\sigma}}$ und der Größe der Exzentrizität e darstellen:

Angriffspunkt der Kraft	Größe der Kraft	neutrale Achse	ökonomische Spannung
$e = s$	beliebig	$x_{\sigma} = x_{\sigma}' = \frac{h+a}{2}$	$\sigma_{\sigma} = \sigma_{\sigma}' = n s_b \frac{h-a}{h+a}$
$e < s$	„	$x_{\sigma} > x_{\sigma}'$	$\sigma_{\sigma} < \sigma_{\sigma}'$
$\infty > e > s$	„	$x_{\sigma}'' < x_{\sigma} < x_{\sigma}'$	$\sigma_{\sigma}'' > \sigma_{\sigma} > \sigma_{\sigma}'$

Die Beachtung dieser Kriterien ist für die Ermittlung von x_{σ}, wie sie an der Hand der Beispiele im Abschnitt A VI gezeigt wird, von größter Bedeutung, um eine rasche Durchführung der Auflösung zu ermöglichen. Im übrigen sei noch darauf aufmerksam gemacht, daß bei einiger Übung im Auflösen solcher Aufgaben es sogar gelingt, unter Beachtung dieser Kriterien, aus der jeweiligen Lage der Last gegenüber dem Querschnitt, den entsprechenden Wert σ_{σ} schätzungsweise, ohne Rechnung zu ermitteln; für überschlägige Berechnungen als gute Annäherung, meist ohne weiteres zu benutzen.

III. Brauchbarmachung der Gleichung I zwecks ihrer Auflösung mittels Tabellen.

Die Gleichung I ist 4. Grades und ihre Auflösung auf dem gewöhnlichen Wege sehr umständlich, sie wird deshalb zwecks Ermittlung der Unbekannten x_{σ} mit Hilfe von Tabellen entsprechend umgeformt.

Schreibt man die Gleichung in der Form

$$\frac{b\,x_{\sigma}^3 - \frac{3b}{2}(h+a)\,x_{\sigma}^2 + \cdots - \frac{3\,M_z\,a}{s_b}}{(x_{\sigma}-a)^2} = \frac{b\,x_{\sigma}^3 - \frac{3b}{2}(h+a)\,x_{\sigma}^2 + \cdots - \frac{3\,M_d\,h}{s_b}}{(h-x_{\sigma})^2}$$

und führt die Division auf beiden Gleichungsseiten durch, so geht sie über in

$$\left[\frac{\alpha - \frac{a}{h}}{1-\alpha}\right]^2 A_1 - A_2 = \left(\alpha - \frac{a}{h}\right)^2$$

darin ist:

$$\alpha = \frac{x_{\sigma}}{h};$$

$$A_1 = \frac{1}{b\,s_b\,h^2} M_d\,k_1 + k_2 + \frac{B-b}{b} k_5;$$

$$A_2 = \frac{1}{b\,s_b\,h^2} M_z\,k_3 + k_4 + \frac{B-b}{b} k_5,$$

$$k_1 = \frac{3}{2\left(1-\frac{a}{h}\right)},$$

$$k_2 = \frac{1-3\frac{a}{h}}{4\left(1-\frac{a}{h}\right)},$$

$$k_3 = \frac{3\frac{a}{h}}{4\left(1-\frac{a}{h}\right)},$$

$$k_4 = \frac{\left(\frac{a}{h}\right)^2\left(\frac{a}{h}-3\right)}{4\left(1-\frac{a}{h}\right)},$$

$$k_5 = \frac{3\frac{d}{h}}{2\left(1-\frac{a}{h}\right)}\left[\frac{1}{6}\cdot\frac{d}{h}\left(3-2\cdot\frac{d}{h}\right) - \frac{1}{2}\cdot\frac{a}{h}\left(2-\frac{d}{h}\right)\right].$$

Setzt man noch $\left(\frac{\alpha-\frac{a}{h}}{1-\alpha}\right)^2 = \xi$ und $\left(\alpha-\frac{a}{h}\right)^2 = \eta$, so erhält man die endgültige Form

$$\underline{\eta = A_1\xi - A_2} \quad \ldots\ldots \quad \text{als Gl. (II}$$

Bei der Anwendung dieser Gleichung auf den rechteckigen Querschnitt fallen in den Koeffizienten A_1 und A_2 die Glieder $\frac{B-b}{b} k_5$ fort, da in diesem Falle $B = b$ ist; sonst ändert sich nichts.

Die Auflösung der Gleichung II mit Hilfe der angeschlossenen Tabellen wird an der Hand von Beispielen gezeigt.

Für die spätere Handhabung der Gleichung zur Ermittlung von x_{σ} sei hier schon erwähnt, daß $\xi = \left(\frac{\alpha-\frac{a}{h}}{1-\alpha}\right)^2 = \left(\frac{x_{\sigma}-a}{h-x_{\sigma}}\right)^2 = 1$ wird, wenn sich die Kraft am Druckrande befindet, da für diese Laststellung (A II) $x_{\sigma} = x_{\sigma}' = \frac{h+a}{2}$ gefunden wurde.

Liegt die Last im ∞, so ist $\xi = \frac{a}{h}$, da für diesen Fall $x_{\sigma}'' = \sqrt{a\,h}$ ist.

IV. Praktische Brauchbarkeit der Wurzel x_{σ}.

Nicht jeder Wert von x_{σ}, den die Gleichung II als Lösung ergibt, ist auch praktisch verwendbar, sondern hat derselbe noch 2 Nebenbedingungen zu genügen.

Um dies leichter entscheiden zu können, rechnet man sich das dem jeweiligen x_{σ} entsprechende $\sigma_{\sigma} = n s_b \frac{h-x_{\sigma}}{x_{\sigma}}$ aus, es muß nun folgendes erfüllt sein:

1. $\sigma_{\sigma} \lesseqgtr s_e$.

Da die Ableitung der Gleichung eine rein mathematische war, ohne Rücksicht auf die Größe der zulässigen Eisenspannung s_e, so ist es ohne weiteres möglich, daß sich $\sigma_{\sigma} > s_e$ ergibt.

In diesem Falle kann das theoretische Minimum von $f_{e_d} + f_{e_z}$ wegen Überschreitens der zulässigen Spannung s_e nicht erreicht werden.

Das praktische Minimum ergibt sich dann bei Einführung von $\sigma_{\sigma} = s_e$ bzw. $x_{\sigma} = \frac{n s_b}{n s_b + s_e} h$ in die Berechnung der Eisenflächen.

2. $f_{e_d} \geqq 0$.

Es kann sich σ_{σ} so klein ergeben, daß die Benutzung dieser Spannung bei der Dimensionierung zu einer negativen Druckeisenfläche führt, ein rein theoretischer Fall, der sagt, daß an Stelle des Eisendruckes eine entgegengesetzt gerichtete Kraft, also ein Zug wirken müßte, damit Gleichgewicht wäre.

Das theoretische Eisenminimum kann nun auch in diesem Falle nicht erreicht werden.

Betreffs des praktischen Eisenminimums ist zur Erklärung folgendes zu beachten:

Die Druckarmierung wird im allgemeinen immer kleiner, je kleiner man die Eisenzugspannung wählt (d. h. je größer die Druckzone gemacht wird).

Bei einem bestimmten Wert von σ_e wird sie gerade Null sein und bei noch kleineren Werten wird sie negativ werden.

Ist nun die ökonomische Eisenspannung σ_{σ} ein solcher Wert, der ein negatives f_{e_d} verlangt, so ist eben jenes σ_e in die Dimensionierung einzuführen, welches den letzten praktischen Wert von f_{e_d} ergibt, nämlich $f_{e_d} = 0$.

Dem praktischen Eisenminimum entspricht also keine Druckarmierung und das dazu gehörige x_{σ} rechnet sich aus der Gleichung $f_d = 0$. (Siehe Beispiel 4, 5.)

V. Feststellung, ob $h \gtrless h_i$ ist.

Da, wie in der Einleitung schon erwähnt wurde, das Verfahren nur für $h < h_i$ angewendet werden soll, wird noch das Kennzeichen dafür angegeben.

Allgemein gilt (Moment um den Eisenzugmittelpunkt):

$$M_z = N(e+h-s) = D \cdot \delta \text{ (Abb. 1).}$$

Für $h = h_i$ ist

$$D\,\delta = M_i = \frac{s_b \cdot B \cdot x}{2}\left(h - \frac{x}{3}\right) - \frac{\sigma_b (B-b)(x-d)}{2}\left(h - \frac{x}{3} - \frac{2d}{3}\right)$$

für T-förmige Querschnitte und

$$M_i = \frac{s_b \cdot b \cdot x}{2}\left(h - \frac{x}{3}\right)$$

für rechteckige Querschnitte gegeben, wobei

$$x = h\frac{n s_b}{n s_b + s_e} \text{ und } \sigma_b = s_b \frac{x-d}{x} \text{ ist.}$$

Ist nun $M_i \gtrless M_z$, so ist $h \gtrless h_i$.

VI. Beispiele.

In den meisten Fällen ist die Exzentrizität der Kraft bezüglich der Tragwerksachse eines Bauwerkes — dem geometrischen Ort aller Querschnittspunkte — gegeben. Zur Festlegung des Querschnitts gegenüber dieser Achse soll bei den folgenden Beispielen, wie gebräuchlich, der Schwerpunkt der reinen Betonfläche bestimmend sein.

Richtiger wäre es, bei der Schwerpunktsbestimmung die Eisenflächen mit in Rechnung zu stellen, doch sind dieselben von vornherein nicht bekannt und außerdem ist die Verschiebung des Schwerpunktes dadurch eine sehr geringe.

1. Gegeben sind die Abmessungen eines T-förmigen Querschnittes, die Kraft N und ihre Exzentrizität e (Abb. 1). $N = 35\,000$ kg, $e = 64{,}5$ cm, $B = 120$ cm, $b = 25$ cm, $d = 15$ cm, $h + a_1 = 75$ cm; $a = a_1 = 5$ cm, $s_b = 40$ kg/cm², [$s_e = 1200$ kg/cm²].

Zu suchen ist σ_δ, worauf f_{e_d} und f_{e_z} nach irgend einem Verfahren bestimmt werden können.

Es ist mithin $\frac{a}{h} = 0{,}0714$ und $\frac{d}{h} = 0{,}214$.

Der Schwerpunktsabstand

$$s = \frac{(B-b)\frac{d^2}{2} + b\frac{(h+a_1)^2}{2}}{(B-b)\,d + b\,(h+a_1)} = 2{,}45 \text{ cm.}$$

Feststellung, ob $h \gtrless h_i$:

Nach A V ist

$$M_i = \frac{40 \cdot 120 \cdot 23{,}3}{2}(70 - 7{,}77) - \frac{14{,}26(120-25)(23{,}3-15)}{2}(70 - 7{,}77 - 10)$$
$$= 3\,186\,000 \text{ kgcm;}$$

dabei ist $x = 23{,}3$ cm und $\sigma_b = 14{,}26$ kg/cm²;

$$M_z = 35\,000\,(64{,}5 + 70 - 24{,}5) = 3\,850\,000 \text{ kgcm.}$$

$M_i < M_z$, mithin $h < h_i$.

Aufstellung der Gl. II:

$$M_d = 35\,000\,(64 \cdot 5 + 5 - 24 \cdot 5) = 1\,575\,000 \text{ kgcm.}$$

$$A_1 = \frac{1}{b\,s_b\,h^2} M_d \,.\, k_1 + k_2 + \frac{B-b}{b} k_5$$
$$= \frac{1}{25 \cdot 40 \cdot 70^2} \cdot 1\,575\,000 \cdot 1{,}613 + 0{,}2124 + \frac{95}{25} \cdot 0{,}0112 = 0{,}774$$

$$A_2 = \frac{1}{b\,s_b\,h^2} M_z \cdot k_3 + k_4 + \frac{B-b}{b} k_5$$
$$= \frac{1}{25 \cdot 40 \cdot 70^2} \cdot 3\,850\,000 \cdot 0{,}1129 - 0{,}0039 + \frac{95}{25} \cdot 0{,}0112 = 0{,}127$$

Die Werte k_1, k_2, k_3, k_4, k_5 wurden aus der Tabelle I für $\frac{a}{h} = 0{,}07$ bzw. bei k_5 noch für $\frac{d}{h} = 0{,}22$ entnommen.

Gl. II lautet nun: $\eta = 0{,}774\,\xi - 0{,}127$.

Auflösung der Gl. II:

Durch einiges Probieren mit Hilfe der Tabelle II wird diese Gleichung sehr rasch gelöst.

Der Vorgang ist dabei folgender:

Man sucht in der Tabelle II den Wert von $\frac{a}{h}$, der dem gegebenen am nächsten liegt. Gegeben ist $\frac{a}{h} = 0{,}0714$; in der Tabelle ist mithin $\frac{a}{h} = 0{,}08$ zu nehmen; die Genauigkeit ist dadurch eine hinreichende.

Aus der dazu gehörigen Spalte für ξ wählt man nun die erste Annahme ξ_1 dieses Wertes.

Um für diese erste Wahl einen sehr guten Anhaltspunkt zu haben und den Vorgang des Probierens wesentlich abzukürzen, so ist aus A III bekannt, daß $\xi = 1$ ist, wenn sich die Kraft am Querschnittsrande befindet.

Liegt sie außerhalb des Querschnittes, ist $\frac{a}{h} < \xi < 1$, und liegt sie innerhalb, ist $\xi > 1$.

Dabei wird man auch sonst noch beachten, ob N weit vom Querschnittsrand oder nahe liegt und danach ein ξ_1, welches viel oder wenig von 1 verschieden ist, annehmen.

Durch diese Überlegung wird man schon die erste Annahme ξ_1 der Hauptsache nach richtig wählen.

Mit dem gewählten ξ_1 wird nun die rechte Gleichungsseite $\eta_1 = 0{,}774\,\xi_1 - 0{,}127$ gerechnet und mit dem Werte η in derselben Zeile der dazugehörigen 2. Spalte verglichen.

Stimmen diese Werte zufällig schon überein, so geht man in derselben Zeile weiter und entnimmt aus der ersten Spalte den dort stehenden Wert von $\frac{x_\delta}{h}$ als Lösung.

Meist wird das errechnete η_1 mit dem in der Tabelle stehenden η nicht sofort übereinstimmen, so daß man den Vorgang mit anderen Werten von ξ einige Male wiederholen muß.

Im vorliegenden Beispiel liegt N weit außerhalb des Querschnittes; man wird deshalb ξ_1 in der ersten Annahme wesentlich kleiner als 1 annehmen, jedoch größer als $\frac{a}{h} = 0{,}0714$.

1. Annahme: $\xi_1 = 0{,}3436$ (Zeile 17), damit ist $\eta_1 = 0{,}774 \cdot 0{,}3436 - 0{,}127 = 0{,}139$. In der dazugehörigen zweiten Spalte derselben Zeile steht $\eta = 0{,}1156$. Das angenommene ξ_1 ist also um weniges zu groß.

2. Annahme: $\xi_2 = 0{,}2844$ (Zeile 16), damit ist $\eta_2 = 0{,}774 \cdot 0{,}2844 - 0{,}127 = 0{,}093$. In der zweiten Spalte steht $\eta = 0{,}1024$; ξ_2 ist zu klein.

Der richtige Wert von ξ liegt zwischen den beiden angenommenen. Eine Interpolation hat jedoch wegen der kleinen Intervalle von $\alpha = \frac{x_\delta}{h}$ keinen Zweck, da die Genauigkeit hinreichend ist, wenn man den besser stimmenden Wert als richtig annimmt: $\xi = 0{,}2844$.

In derselben Zeile weiter bis zur Spalte für $\frac{x_\delta}{h}$ gibt dort die Lösung:

$\frac{x_\delta}{h} = 0{,}4$; $x_\delta = 0{,}4 \cdot 70 = 28$ cm; $\sigma_\delta = 15 \cdot 40\,\frac{70-28}{28} = 900$ kg/cm².

Bestimmung der Eisenflächen:

Diese können nun nach irgend einem Verfahren ermittelt werden; als zulässige Spannungen sind nunmehr dabei s_b und σ_δ zu betrachten.

Hier sollen die unter A I angegebenen Formeln benutzt werden.

$$f_{e_d} = \frac{(B-b)(x-d)^2\frac{3h-x-2d}{6} - \frac{Bx^2}{6}(3h-x) + \frac{M_z}{s_b}x}{n(x-a)(h-a)}$$

$$= \frac{95\cdot 13^2\frac{210-28-30}{6} - \frac{120\cdot 28^2}{6}(210-28) + \frac{3\,850\,000}{40}\cdot 28}{15\cdot 23\cdot 65}$$

$$= 11{,}15 \text{ cm}^2.$$

$$f_{e_z} = \frac{(B-b)(x-d)^2\frac{3a-x-2d}{6} + \frac{Bx^2}{6}(x-3a) + \frac{M_d}{s_b}x}{n(h-x)(h-a)}$$

$$= \frac{95\cdot 13^2\frac{15-30-28}{6} + \frac{120\cdot 28^2}{6}(28-15) + \frac{1\,575\,000}{40}\cdot 48}{15\cdot 42\cdot 65}$$

$$= 29{,}06 \text{ cm}^2.$$

Hätte sich $x_\delta < d$ ergeben, dann wäre die Aufgabe wie für einen rechteckigen Querschnitt mit der Breite B durchzuführen. Dabei sind fast alle gerechneten Glieder unverändert brauchbar.

2. Dieselben Angaben wie im Beispiel 1, nur sei N = 74 000 kg und e = 16,5 cm.

Feststellung, ob $h \gtreqless h_i$.

Aus Beispiel 1 ist $M_i = 3\,186\,000$ kgcm;

$M_z = 74\,000\,(16{,}5+70-24{,}5) = 4\,580\,000$ kgcm.

$M_i < M_z$, mithin $h < h_i$.

Aufstellung der Gl. II:

$M_d = 74\,000\,(16{,}5+5-24{,}5) = -222\,000$ kgcm.

A_1 und A_2 werden mit denselben Konstanten $k_1, \ldots, k_5$ gebildet wie im Beispiel 1 und ergeben die Werte: $A_1 = 0{,}182$, $A_2 = 0{,}1442$.

Gl. II: $\eta = 0{,}182\,\xi - 0{,}1442$.

Auflösung der Gl. II:

Tabelle II, $\frac{a}{h} = 0{,}08$.

Da die Kraft innerhalb des Querschnittes angreift, so muß $\xi > 1$ sein; danach richtet sich nun die erste Annahme dieses Wertes aus der Tabelle.

Der richtige Wert ξ liegt zwischen den Werten $\xi_1 = 2{,}42$ (Zeile 28) und $\xi_2 = 2{,}91$ (Zeile 29).

Man nimmt wieder mit genügender Genauigkeit den besser stimmenden Wert, $\xi = 2{,}42$, als richtig an.

Dem entspricht $\frac{x_\delta}{h} = 0{,}64$ als Lösung.

$x_\delta = 0{,}64\cdot 70 = 44{,}8$ cm, $\sigma_\delta = 15{,}4\,0\,\frac{70-44{,}8}{44{,}8} = 337$ kg/cm².

Berechnung der Eisenflächen:

Bei Benutzung der im Beispiel 1 angegebenen Formeln ergibt sich:

$$f_{e_d} = 9{,}85 \text{ cm}^2,$$
$$f_{e_z} = 4{,}33 \text{ cm}^2.$$

3. Gegeben sind die Abmessungen eines rechteckigen Querschnittes, die Kraft N und ihre Exzentrizität e (Abb. 4). $N = 77\,750$ kg, $e = 40{,}5$ cm, $h + a_1 = 90$ cm; $a = a_1 = 7{,}5$ cm, $b = 60$ cm, $s_b = 40$ kg/cm², [$s_e = 1200$ kg/cm²].

Zu suchen sind σ_δ bzw. f_{e_d} und f_{e_z}.

$\frac{a}{h} = 0{,}091$; der Schwerpunkt, von dem aus die Exzentrizität gemessen wird, liegt hier $\frac{h+a_1}{2}$ vom Druckrande entfernt, d. h. in der Querschnittsmitte $s = 45$ cm.

Feststellung, ob $h \gtreqless h_i$.

Nach A V ist

$$M_i = \frac{40\cdot 60\cdot 27{,}4}{2}(70 - 9\cdot 13) = 2\,002\,000 \text{ kgcm},$$

darin ist $x = 82{,}5\cdot\frac{15\cdot 40}{15\cdot 40 + 1200} = 27{,}4$ cm,

$M_z = 77\,750\,(40{,}5+82{,}5-45) = 6\,060\,000$ kgcm.

$M_i < M_z$, mithin $h < h_i$.

Aufstellung der Gl. II:

$M_d = 77\,750\,(40{,}5 - 45 + 7{,}5) = 233\,000$ kgcm,

$$A_1 = \frac{1}{b\,s_b\,h^2}M_d\,k_1 + k_2 = \frac{1}{60\cdot 40\cdot 82{,}5^2}\cdot 233\,000\cdot 1{,}648 + 0{,}2005 = 0{,}224,$$

$$A_2 = \frac{1}{b\,s_b\,h^2}M_z\,k_3 + k_4 = \frac{1}{60\cdot 40\cdot 82{,}5^2}\cdot 6\,060\,000\cdot 0{,}1483 - 0{,}065 = 0{,}0486.$$

Die Werte k_1, k_2, k_3, k_4 wurden aus der Tabelle I, $\frac{a}{h} = 0{,}09$ entnommen.

Gl. II: $\eta = 0{,}224\,\xi - 0{,}0486$.

Auflösung der Gl. II:

Tabelle II, $\frac{a}{h} = 0{,}1$.

N liegt innerhalb des Querschnittes, nahe dem Rande (4,5 cm), mithin wird $\xi > 1$ sein, jedoch nicht viel davon abweichen; dementsprechend wird die erste Annahme ξ_1 aus der Tabelle gewählt.

Der richtige Wert ξ liegt zwischen den Werten $\xi = 1{,}093$ (Zeile 24) und $\xi_2 = 1{,}306$ (Zeile 25).

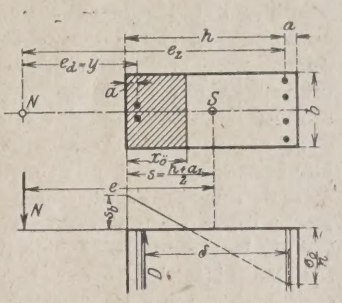


Abb. 4.

Der ersten Annahme würde $\frac{x_\delta}{h} = 0{,}56$, der zweiten $\frac{x_\delta}{h} = 0{,}58$ entsprechen; man nimmt nun das Mittel $\frac{x_\delta}{h} = 0{,}57$ als Lösung.

$$x_\delta = 0{,}57\cdot 82{,}5 = 47 \text{ cm}; \quad \sigma_\delta = 15\cdot 40\cdot\frac{82{,}5-47}{47} = 453 \text{ kg/cm}^2$$

Bestimmung der Eisenflächen:

$$f_{e_d} = \frac{\frac{M_z}{s_b}x - \frac{b\,x^2}{6}(3h-x)}{n(x-a)(h-a)} = \frac{\frac{6\,060\,000}{40}\cdot 47 - \frac{60\cdot 47^2}{6}(3\cdot 82{,}5 - 47)}{15\cdot(47-7{,}5)(82{,}5-7{,}5)}$$

$$= 60{,}5 \text{ cm}^2,$$

$$f_{e_z} = \frac{\frac{M_d}{s_b}x + \frac{b\,x^2}{6}(x-3a)}{n(h-x)(h-a)} = \frac{\frac{233\,000}{40}\cdot 47 + \frac{60\cdot 47^2}{6}(47 - 3\cdot 7{,}5)}{15\cdot(82{,}5-47)(82{,}5-7{,}5)}$$

$$= 20{,}4 \text{ cm}^2.$$

4. Dieselben Angaben wie im Beispiel 1, nur sei N = 30 000 kg.

Der Vorgang ist analog wie in den vorhergehenden Beispielen und ergibt:

$h < h_i$

Gl. II: $\eta = 0{,}7\,\xi - 0{,}1147$

als Lösung $\frac{x_\delta}{h} = 0{,}41$, damit $x_\delta = 28{,}7$ cm, $\sigma_\delta = 865$ kg/cm².

Bestimmt man sich nun die Eisenflächen nach den bekannten Formeln (Beispiel 1), so ergibt sich:

$$f_{e_d} = -7{,}48 \text{ cm}^2.$$

Da nun f_{e_d} negativ ist, so liegt der Fall A IV vor.

$f_{e_d} = o$ gibt die Gleichung

$$x^3 - 3hx^2 - \frac{B-b}{b} 3d\left(2h - d - \frac{2M_z}{s_b\, d\,(B-b)}\right) + \frac{B-b}{b} d^2(3h - 2d) = o.$$

Werden die speziellen Werte eingesetzt, so erhält man:

$$x^3 - 210\, x^2 - 1572\, x + 153\,000 = o.$$

Mittels einer Näherungsmethode oder durch Probieren aufgelöst gibt $x = x_\delta = 25$ cm, damit $\sigma_\delta = 15{,}40 \frac{70-25}{25} = 1080$ kg/cm².

Die Eisenzugfläche ergibt sich nun aus der im Beispiel 1 angegebenen Formel mit $f_{e_z} = 20{,}6$ cm². ($f_{e_d} = o$.)

5. Dieselben Angaben für einen rechteckigen Querschnitt wie im Beispiel 3, nur sei N = 25 000 kg und e = 60 cm.

Der Rechnungsvorgang ist wieder derselbe und ergibt:

$$h < h_i.$$

Gl. II: $\eta = 0{,}257\,\xi - 0{,}0157$

als Lösung $\frac{x_\delta}{h} = 0{,}51$, damit $x_\delta = 42{,}1$ cm; $\sigma_\delta = 576$ kg/cm².

Bestimmt man sich die Eisenflächen nach den bekannten Formeln (Beispiel 3), so ergibt sich

$$f_{e_d} = -27{,}7 \text{ cm}^2.$$

Da f_{e_d} negativ ist, liegt wieder Fall AIV vor.

Aus der Gleichung $f_{e_d} = o$ rechnet sich

$$x = \frac{3h}{2} - \sqrt{\frac{9h^2}{4} - \frac{6M_z}{b\, s_b}}.$$

Die speziellen Werte eingesetzt gibt $x = x_\delta = 27{,}8$ cm, damit $\sigma_\delta = 1182$ kg/cm².

Die Eisenzugfläche ergibt sich nun aus der im Beispiel 3 angegebenen Formel mit $f_{e_z} = 8{,}87$ cm². ($f_{e_d} = o$.)

(Schluß folgt.)

DIE NEUEN NIETNORMEN.

Von Techn. Eisenbahn-Oberinspektor Jul. Karig, Dresden.

Mit der Herausgabe der Normenblätter 123, 124, 302, 303 und 139 durch den Normenausschuß der Deutschen Industrie wird endlich nach vieljährigen gleichgerichteten Bemühungen der beteiligten Fachkreise die Einheitlichkeit für die im Eisenbau und im Kesselbau zu verwendenden Niete durchgeführt. Auf diesem Gebiete hatte bisher eine kaum glaubliche Verwilderung bestanden, deren Beseitigung zwar oftmals angestrebt worden war, bis jetzt aber leider nicht erreicht werden konnte. War schon der Bedarf an Werkzeugen für die Herstellung der Niete und ihre Verarbeitung angesichts der Mannigfaltigkeit der Kopfformen an sich sehr groß, so steigerte er sich noch wesentlich durch die überaus große Zahl verschiedener Durchmesser, die von den verschiedenen Bestellern verlangt und vorgeschrieben war. Am fühlbarsten aber wurde der Übelstand bei den Vorratsbeständen, die einerseits mit Rücksicht auf kurze Lieferfristen gehalten werden mußten, anderseits durch übrigbleibende Restbestände aus den einzelnen Lieferungen sich ansammelten und eine Sortierung der Niete nicht nur nach den Durchmessern, sondern auch nach den verschiedenen Längenabstufungen und endlich auch nach dem verwendeten Baustoff bedingten. Um so verwunderlicher muß es daher erscheinen, daß die Vereinheitlichung erst jetzt gelang auf einem Gebiete, das ihr wie kaum ein anderes zugänglich gewesen wäre. Handelte es sich hier doch um ein Bauglied von einfachsten Abmessungen, das in Riesenmengen verbraucht wird und bei dem geringfügige Abweichungen von den bisher gebräuchlichen Abmessungen keinerlei nennenswerte Schwierigkeiten geboten hätten.

Ursprünglich von dem alten Zollmaß ausgehend, waren als meist gebräuchliche Durchmesser der Niete die der Reihe

$$d = 3/8'', 1/2'', 5/8'', 3/4'', 7/8'' \text{ und } 1'' \text{ engl.}$$

etwa entsprechenden Rohdurchmesser von

$$d = 10,\ 13,\ 16,\ 19,\ 22 \text{ und } 25 \text{ mm}$$

eingeführt, wogegen die Kopfformen jeweils den besonderen Verwendungszwecken entsprechend entworfen waren. Zwischen den rein nach Festigkeitsgründen möglichst knapp bemessenen Köpfen der Eisenbauniete mit korbbogenförmiger Begrenzung und den mit Rücksicht auf das Verstemmen meist reichlich großen halbkugelförmigen Köpfen der Kesselniete (Abb. 1) fanden sich aber noch alle möglichen Zwischenformen, wie sie sich aus den Bedürfnissen der einzelnen Werke ergaben. Sehr zu begrüßen war daher der in der fünften Auflage des Normalprofilbuches für Walzeisen vom Jahre 1897 erstmalig gegebene Vorschlag einer einheitlichen Kopfform für die Niete im Eisenbau (Abb. 2). Da dieser aber mit der Aufstellung einer neuen, dem Millimetermaß angepaßten Durchmesserreihe

$$d = 10,\ 12,\ 14,\ 16,\ 18,\ 20,\ 22,\ 24,\ 26,\ 28,\ 30 \text{ mm}$$

verknüpft war, deren Abstufung von 2 zu 2 mm eine starke Vermehrung der Nietsorten bedingte, so fand er nur sehr geteilte Zustimmung und mußte trotz der vielfachen behördlichen Unterstützung scheitern. Zu bedauern ist es, daß nicht damals schon die von Gerber entworfene und bei den bayerischen Staatseisenbahnen vorgeschriebene Nietreihe mit ihren auf logischen Schlüssen aufgebauten Bezeichnungen allgemein bekanntgegeben und eingeführt wurde. Wie weit hier der alte Widerstreit zwischen Nord und Süd der Durchführung einer Vereinheitlichung im Wege stand, möge dahingestellt bleiben.

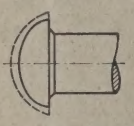


Abb. 1.

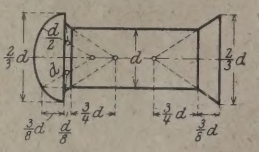


Abb. 2.

Diese Nietreihe ist auf dem bayerischen Zollmaß derart aufgebaut, daß der Schaftdurchmesser in bayerischen Linien ($1''' = 2{,}92$ mm, aufgerundet = 3 mm) als Nummer der Niete gewählt wurde, die gleichzeitig die kleinste Stabbreite in Zentimeter angibt, für die der Niet noch angewendet werden darf.

Nummer des Nietes	IV	V	VI	VII	VIII	IX	
Schaftdurchmesser	4	5	6	7	8	9	bayr. Linien
Bohrungsdurchm.	12	15	18	21	24	27	mm
Kleinste Stabbreite	40	50	60	70	80	90	mm
Sinnbilder	⊕	⊕	⊕	⊕	⊕	⊕	

Die Schwierigkeit der Vereinheitlichung zeigte sich erneut, als im Jahre 1910 der Vorsitzende des neugegründeten Vereins Deutscher Brücken- und Eisenbau-Fabriken (V. d. B. E. F.) eine vereinfachte Nietreihe

d =	12	16	20	23	26 mm
Sinnbilder	⊕	⊕	⊕	⊕	⊕

vorschlug, an der hauptsächlich die starke Abstufung um 4 mm bei den kleineren Nieten bemängelt wurde. Lebhaftesten Widerspruch erfuhr ferner auch der vom genannten Verein 1909

gemachte Vorschlag, das sog. kleine Nietversenk wegfallen zu lassen.

Der schweren Zeit des Krieges war es vorbehalten, dem langgefühlten Übelstand abzuhelfen und endlich durch das Zusammenwirken von Vertretern der Industrie und der Staatsbehörden im Normenausschuß der Deutschen Industrie, Arbeitsausschuß für Niete, die Vereinheitlichung durchzuführen.

Halbrundniet, Senkniet und Linsensenkniet (vgl. Abb. 3, 4 und 5) gewählt. Für die Berechnung und für die Zeichnungen gilt der Durchmesser des geschlagenen Nietes, also der Lochdurchmesser in mm als Bezeichnung, während für die Bestellung der Niete bei den Nietfabriken und im Handel die Niete nach dem Rohdurchmesser zu benennen und mit diesem auch in den Stücklisten anzugeben sind.

Zusammenstellung der Abmessungen der Normalniete.

	Sinnbilder in Zeichnungen	$+^{3,5}$	$+^{4,5}$	$+^{5,5}$	$+^{6,5}$	$+^{7,5}$	$+^{8,5}$	$+^{9,5}$	+	●	◑	⊕	◐	◑	⊕	◐	⊕ 36	⊕ 38	◐ 41	◑ 44	
Nietschaft	Rohnietdurchmesser d	3	4	5	6	7	8	9	10	13	16	19	22	25	28	31	34	37	40	43	mm
	Lochdurchmesser d'	3,5	4,5	5,5	6,5	7,5	8,5	9,5	11	14	17	20	23	26	29	32	35	38	41	44	mm
	Zulässige Abweichung im Rohnietdurchmesser	±0,1							+0,3, −0,1					+0,5, −0,1							
Halbrundniete für den Kesselbau	Kopfdurchmesser D	—	—	—	—	—	—	—	18	23	30	35	40	45	50	55	60	67	72	77	mm
	Kopfhöhe K	—	—	—	—	—	—	—	7	9	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	mm
	Rundungshalbmesser R	—	—	—	—	—	—	—	9,3	11,9	15,4	18,0	20,5	23,1	25,7	28,1	30,7	34,7	37,2	39,8	mm
	Schaftausrundung r	—	—	—	—	—	—	—	1,0	1,5	2,0	2,0	2,0	2,5	3,0	3,0	3,5	4,0	4,0	4,0	mm
	Gewicht für 1000 Stück	—	—	—	—	—	—	—	8,40	17,67	40,40	64,14	95,96	129,8	187,0	248,9	323,4	432,0	537,7	658,0	kg
Halbrundniete für den Eisenbau	Kopfdurchmesser D	5	7	8,5	10	12	13,5	15	16	21	26	30	35	40	45	50	55	60	64	69	mm
	Kopfhöhe K	2	3	3,5	4	5	5,5	6	6,5	8,5	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	mm
	Rundungshalbmesser R	2,6	3,5	4,3	5,1	6,1	6,9	7,7	8,2	10,8	13,4	15,4	18,0	20,5	23,1	25,7	28,1	30,7	32,7	35,3	mm
	Schaftausrundung	$r_{max}=0{,}05\,d$																			
	Gewicht für 1000 Stück	0,187	0,564	0,956	1,496	2,733	3,774	5,049	6,26	14,08	24,95	40,40	64,14	95,96	129,8	187,0	248,9	323,4	400,5	501,2	kg
Senkniete und Linsensenkniete	Kopfdurchmesser D	5	6,6	8,6	10	12	13	15	14,5	20,0	26,0	30,0	34,5	39,5	39,5	44,0	48,0	52,5	56,5	61,0	mm
	Kopfhöhe K	1,0	1,3	1,8	2,0	2,5	2,5	3,0	3,0	4,5	6,5	9,5	11,0	12,5	14,0	15,5	17,0	18,5	20,0	21,5	mm
	Senkwinkel α	90°							75°			60°			45°						
	Rundungshöhe c	—	—	—	—	—	—	—	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	mm
	Rundungshalbmesser R	—	—	—	—	—	—	—	18,3	26,0	35,0	39,0	44,2	50,8	50,8	56,0	60,1	65,4	69,5	74,8	mm
Nietlängen	für Halbrundniete zu berechnen nach $l=\vartheta . s+f$, wenn	s = Klemmlänge und $\vartheta=$							1,365	1,27	1,27	1,30	1,26	1,23	1,21	1,19	1,17	1,16	1,15	1,14	
		für Kesselbauniete: f =							14,6	18,0	27,5	31	34	38	41	45	48	55	61	62	mm
		„ Eisenbauniete: f =							10,8	15,0	16,2	18	22	26	30	33	37	40	43	47	mm
	abzustufen in den Längen von	10	10	10	10	13	13	13	12	16	20	28	36	39	51	63	75	87	99	105	mm
	bis	40	50	60	60	60	60	60	60	81	99	115	135	150	165	175	185	195	200	205	mm
	u.zw.	10, 13, 16, 20, 23, 25 und weiter **um je 5 mm**							bis 36 **um je 2 mm**, weiter bis 75 bei Kesselnieten und bis 105 bei Eisenbaunieten **um je 3 mm**, darüber hinaus **um je 5 mm**.												

In mehreren Sitzungen wurde gleichzeitig das Gebiet der Eisenbau- und der Kesselniete behandelt, nachdem durch Fragebogen die bei den einzelnen Firmen und Behörden gebräuchlichen Nietdurchmesser und Kopfformen ermittelt worden waren. Das Ergebnis dieser Umfragen und Beratungen zeigt die obige Zusammenstellung, wozu noch erläuternd bemerkt werde:

1. Die Benennung der Niete erfolgt, wie bei den Schrauben, nach der Kopfform, u. zw. werden die Bezeichnungen

2. Der Nietschaft erhält einen Durchmesser d, der für die kleinen, meist kalt zu verarbeitenden Niete unter 10 mm Stärke um je 1 mm, für die Niete über 10 mm Stärke um je 3 mm abgestuft ist. Das Maß d soll am Kopf vorhanden sein; der Schaft darf sich nach dem Ende zu verjüngen, undzwar bis 13 mm Durchmesser um ¼ mm, bei 16 mm Durchmesser um ½ mm, von 19 mm Durchmesser aufwärts um 1 mm. Als Abmaße (Toleranzen) für die Rohnietdurchmesser werden zugelassen

für die kleinen Niete unter 10 mm Stärke ± 0,1 mm,
für die stärkeren Niete nach oben bis d = 22 mm . . 0,3 mm,
von d = 25 mm ab 0,5 mm,
nach unten durchweg 0,1 mm.

3. Der für die Berechnung der Niete und ihre Benennung im Zeichnungsbild maßgebende Lochdurchmesser ist bei den kleinen Nieten ½ mm, bei den Nieten über 10 mm Stärke 1 mm größer, als der Rohdurchmesser d.

4. Der Nietkopf ist durch einen Kugelabschnitt gebildet, dessen Abmessungen für jeden Nietdurchmesser über 10 mm Stärke in ganzen mm festgesetzt sind. Von einer Formelbezeichnung für diese Maße wurde daher abgesehen. Mit Rücksicht auf möglichste Verminderung an Nietwerkzeug wurden die Köpfe der Kessel- und Eisenbauniete in den meist gebrauchten Sorten gleich ausgebildet, u. zw. derart, daß die Köpfe der Kesselniete von 16 bis 34 mm Rohnietdurchmesser denen der Eisenbauniete von 19 bis 37 mm Rohnietdurchmesser entsprechen. Hierdurch ist der Vorteil erzielt, daß für den gesamten Bereich der Niete von 10 bis 43 mm Rohdurchmesser nur noch 17 Döpperformen gebraucht werden und damit eine anerkennenswerte Vereinfachung der Werkzeuge bei Herstellern und Verbrauchern erzielt wird. Annähernd ist demnach

für Eisenbauniete über 10 mm Stärke:
die Kopfhöhe K = 0,63 bis 0,65 d,
der Kopfdurchmesser D = i. M. 1,62 d,

für Kesselniete:
die Kopfhöhe K = 0,70 bis 0,75 d,
der Kopfdurchmesser D = i. M. 1,8 d.

5. Der Übergang vom Schaft zum Kopf wird bei den Kesselnieten durch eine Ausrundung mit einem Halbmesser r = rd. 0,1 d erzielt (Abb. 3). Dementsprechend sind die Nietlöcher mit Hilfe eines Kegelsenkers von 45° Schneidenwinkel kegelförmig nach Abb. 3 zu versenken. Für die Eisenbauniete ist das „kleine Versenk" weggefallen, an seine Stelle eine nur

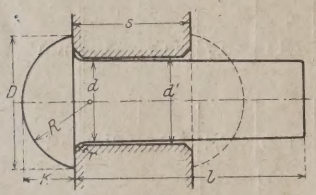


Abb. 3.

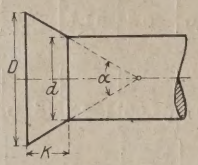


Abb. 4.

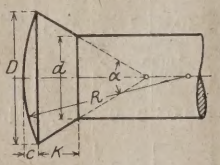


Abb. 5.

sehr kleine Abrundung der scharfkantig geplanten Ecke getreten, wie sie sich bei der Herstellung der Niete im Gesenk, dessen Kanten stets gebrochen sind, von selbst ergibt. Sie ist mit $r_{max} = \frac{d}{20}$ nach oben begrenzt worden; die Lochränder sind hier daher nur genügend abzugraten.

6. Die Köpfe der Senkniete und der Linsensenkniete (Abb. 4 und 5) sind im Versenk vollkommen gleich gebildet mit einem Senkwinkel der von 15 zu 15°, abgestuft und für die Durchmesser unter 10 mm zu 90°, für d = 10 bis 16 mm zu 75°, für d = 19 bis 25 mm zu 60°, für die größeren Durchmesser zu 45° gewählt worden ist. Die Senktiefe ist so bemessen, daß bei einem nach der Formel $d_{cm} = \sqrt{5 \cdot s_{cm}} - 0{,}4$ cm gewählten Nietdurchmesser das Loch nicht scharfkantig wird, also noch in einem Teil der Blechstärke s zylindrisch bleibt.

7. Die Länge der Rohniete ist bei den Nieten über 10 mm Durchmesser abgestuft bis l = 36 mm um je 2 mm, bei l = 39 bis 75 mm für Kesselniete und bei l = 39 bis 105 mm für Eisenbauniete um je 3 mm, darüber hinaus um je 5 mm. Sie ist abhängig von der Gesamtstärke der zu verbindenden Bleche, der sog. „Klemmlänge s". Die Zugabe setzt sich zusammen aus dem Körperinhalt des Schließkopfes und des Spielraumes im Nietloch und einem Zuschlag für Abzunderung und für Ungenauigkeiten und zerfällt daher in einen von der Klemmlänge s abhängigen Wert und in einen Festwert. Diese Werte sind für die Halbrundniete über 10 mm Stärke ermittelt in Übereinstimmung mit den Versuchswerten des Handelsschiff-Normen-Ausschusses (HNA) und mit den allgemein für Maschinennietung gebräuchlichen Zugaben, wogegen für andere Nietungsarten Längenabweichungen möglich sind, je nachdem dabei der Niet mehr oder weniger gut durchgestaucht wird.

8. Die in den Zeichnungen zu verwendenden Sinnbilder zur bequemen und einheitlichen Kennzeichnung der Niete und Schrauben nach ihren Durchmessern bestehen bei den Stärken bis zu 10 mm aus einem Kreuz, dem für d ≤ 10 mm der Lochdurchmesser beizuschreiben ist, bei den stärkeren Nieten dagegen aus Kreisen mit einer für jeden Durchmesser fest gesetzten kennzeichnenden Ausfüllung. Als Kreise der Sinnbilder sind im Maßstab 1 : 5 die Schaftkreise, in den Maßstäben 1 : 10 und 1 : 20 die Kopfkreise zu wählen. Für Niete über 35 mm Lochdurchmesser wird die Darstellung durch einfache Kreise mit eingeschriebener Durchmesserzahl zugelassen. Für die Seitendarstellungen werden keine Sinnbilder gegeben, so daß darin die Niete wohl in üblicher Weise durch einen starken Achsenstrich mit beigeschriebenem Durchmesser zu kennzeichnen sind.

9. Für die Art der Vernietung wird die nachstehend ersichtliche Kennzeichnung eingeführt.

Art der Vernietung:	Versenkt	Halbversenkt
Oberer Kopf	⊕	◐
Unterer Kopf	⊕	◑
Beide Köpfe	⊕	●
Montageniete	⊕	
Schrauben	⊕	

10. In der Zusammenstellung sind auch die Gewichte der Halbrund-Nietköpfe angegeben, die für das Einheitsgewicht von 7850 kg/cbm berechnet wurden. Danach schwankt das Gewicht der Eisenbauniete zwischen G = 5,84 d^3 und 6,34 d^3 in kg für 1000 Stück, wenn d in cm eingesetzt wird, während sich für die in Abb. 2 ersichtliche Form der Nietköpfe das Gewicht zu G′ = 4,53 d^3 berechnet. Die neuen Nietköpfe sind demnach i. M. um 37 %, für die meist gebrauchten Abmessungen i. M. um 33 % schwerer als die alten Nietköpfe mit korbbogenförmiger Begrenzung. Nimmt man daher, wie für Blechträgerbrücken meist üblich, als Gewicht der Nietköpfe etwa 3 % des reinen Eisengewichtes an, so bedingt die neue Nietform eine Erhöhung des Gesamtgewichtes eines Bauwerkes um ⅓ . 3 = 1 % gegen die frühere Ausführungsweise.

11. Als erfreuliches Ergebnis der durch den Normenausschuß erzielten Vereinheitlichung ist die Festlegung eines einheitlichen Werkstoffes für die allgemein gebräuchlichen Niete zu bezeichnen. Danach ist für Kessel- und Eisenbauniete allgemein als handelsüblicher Werkstoff Flußeisen von 35 bis 42 kg/mm² Festigkeit bei mindestens 24 % Dehnung auf eine Meßlänge vom 10-fachen Durchmesser zu verwenden. Daneben soll für Bleche von höherer Festigkeit, für die im Dampfkesselbau auch Niete mit höherer Festigkeit zugelassen waren, natürlich auch entsprechender Nietwerkstoff zugelassen sein.

Sehr zu begrüßen wäre es, wenn die Vereinheitlichung auch auf die zulässige Beanspruchung der Niete im Brücken- und Eisenhochbau ausgedehnt werden könnte, für die z. Zt. noch die verschiedensten Vorschriften gelten. Mit dieser Aufgabe ist im Normenausschuß der Deutschen Industrie ein Ausschuß zur Vereinheitlichung der Vorschriften im Eisenbrückenbau betraut, dessen Arbeiten es hoffentlich bald gelingen wird, eine Übereinstimmung der maßgebenden Stellen auch in diesem Punkte herbeizuführen.

ZUR FRAGE DES HOCHSCHULSTUDIUMS, INSBESONDERE DER BAUINGENIEURE.

Von Dr.-Ing. Robert Hauer, Charlottenburg.

Wenn ich nach so vielen hervorragenden Vertretern aus den Kreisen der Hochschullehrerschaft einiges zur Frage der Unterrichtsgestaltung an unseren Technischen Hochschulen äußern möchte, so geschieht dies in dem Bewußtsein, daß die Meinung aller gehört zu werden verdient, welche das Ansehen und den Fortschritt der technischen Wissenschaften und ihrer Träger zu fördern bestrebt sind. Meine Hochschuljahre liegen noch nicht so lange zurück, daß die Eindrücke, die ich dort als Studierender empfangen habe, bereits verblaßt wären; anderseits stehe ich doch lange genug schon im Berufsleben, um mir immerhin ein Bild davon machen zu können, wie weit Form und Inhalt des technischen Hochschulunterrichts den Forderungen angepaßt sind, die an eine gründliche und sachliche, dabei doch vielseitige und großzügige Ausbildung des werdenden Ingenieurs gestellt werden müssen.

Die Angriffe, die in letzter Zeit gegen die Technischen Hochschulen gerichtet werden, gipfeln meistens darin, daß ihnen vorgeworfen wird, sie vernachlässigten die Allgemeinbildung zugunsten eines einseitigen Fachstudiums. Unter dieser „Allgemeinbildung" wird alles mögliche verstanden; die Erkenntnis der inneren Zusammenhänge zwischen den einzelnen Zweigen der Technik, der Beziehungen der Technik zum wirtschaftlichen und politischen Leben, bisweilen sogar die Ausbildung von „Charakter" und „Persönlichkeit". Keinem Zweifel unterliegt es, daß früher alles, was nicht zu den eigentlichen Fachgebieten der Studierenden gehört, in den Lehrplänen zu kurz gekommen ist. Es wäre aber ungerecht, nicht anerkennen zu wollen, daß dieser Fehler grundsätzlich eingesehen worden ist und eine Besserung angestrebt, zum Teil auch schon erzielt wurde. So selbstverständlich man es heute findet, daß den Studenten mehr auf ihren Lebensweg mitgegeben werden muß als nur Wissen und Können in einem enger oder weiter begrenzten Abschnitt der Technik, so muß doch anderseits betont werden, daß die Hochschule ihre vornehmste Aufgabe: die Ausbildung eines zu den höchsten Leistungen befähigten Ingenieurnachwuchses, nur dann erfüllen kann, wenn die Fachlehre Kern und Mittelpunkt des Studiums bleibt. Es soll nicht das Ziel der Hochschule sein, „allgemeine Bildung unter besonderer Berücksichtigung der Technik" zu vermitteln, sondern umgekehrt die Technik unter Hervorhebung ihrer Stellung und Bedeutung im Leben des Menschen und der Völker zu lehren. Die wahre Bildung, in des Wortes höchster Bedeutung, läßt sich nur auf dem Fundament ganz positiver Kenntnisse aufbauen. Sonst entsteht unfehlbar Halbbildung, Verflachung, Schlagwortreiterei. Man stellt so gern den Technischen Hochschulen die Universitäten als die Pflegestätten wirklich universeller Bildung gegenüber. Niemand aber hat bisher mit klaren Worten auszudrücken gewußt, welcher prinzipielle Unterschied zwischen der jetzt üblichen Ausbildung der Juristen oder Mediziner an den Universitäten und derjenigen der Ingenieure an den Hochschulen eigentlich besteht.

Die Technik ist im Laufe der Jahre zu einem so riesenhaften Gebiet menschlichen Wissens und menschlicher Betätigung angewachsen, daß sich als selbstverständliche Folgeerscheinung eine Teilung in einzelne Untergruppen herausgebildet hat. Dies findet in der Organisation der Technischen Hochschulen durch ihre Gliederung in mehrere „Abteilungen" ihren sinnfälligen Ausdruck. Gegen diese natürliche und schon verwaltungspraktisch notwendige Teilung ist von verschiedenen Seiten mit der Begründung Sturm gelaufen worden, sie verhindere die „Einheit der technischen Lehre", erschwere die Zusammenfassung wichtiger, zu verschiedenen Abteilungen gehöriger Grenzgebiete und zwänge den Ausbildungsgang der Studenten in enge, ein für allemal festgelegte und vorgeschriebene Bahnen. Die Einheit der technischen Lehre kann aber ebensowenig durch Fragen der Organisation berührt werden wie die Einheit der wissenschaftlichen Lehre überhaupt. Wenn die Universitäten trotz der Einteilung in Fakultäten von einem einheitlichen wissenschaftlichen Geiste beherrscht werden, so ist nicht einzusehen, warum das gleiche nicht auch in den Technischen Hochschulen möglich sein soll, deren Unterabteilungen überdies eine viel breitere gemeinsame Basis aufweisen, als das auf den Universitäten der Fall ist. Läßt der Zusammenhang und die gegenseitige Durchdringung der einzelnen Abteilungen an den Hochschulen zu wünschen übrig, so ist es lediglich Sache des Lehrkörpers, also der Menschen, diesem Übelstande abzuhelfen; die Organisation spielt hierbei gar keine Rolle. Es ist angeregt worden, die Lehrgänge der verschiedenen Fachrichtungen durch die Schaffung eines gemeinsamen Unterbaues, d. h. durch eine gleiche Ausbildung bis zum Vorexamen zu vereinheitlichen. Die Durchführung solcher Absicht hieße aber doch wohl sachliche Gesichtspunkte einer formalen Einheitlichkeit opfern; die Lehrgebiete der Architekten, Bauingenieure, Chemiker sind zu verschiedenartig, als daß sie auch nur während ihres Vorstudiums einen gemeinsamen Weg gehen könnten. Es darf nicht geleugnet werden, daß die Lehrpläne und Prüfungsordnungen durch ihre Starrheit eine gewisse Einschränkung der Lernfreiheit bedeuten. Ganz wird sich aber niemals eine Schule von einem solchen Schematismus befreien können. Es liegt dies in der Natur jeder Anstalt, die der gemeinschaftlichen Ausbildung vieler dienen soll und daher bis zu einem gewissen Grade stets auf die Durchschnittsbedürfnisse der Mehrheit zugeschnitten sein muß. Hier können jedoch Wege gefunden werden, um mehr als bisher den besonderen Neigungen derjenigen Studierenden Rechnung zu tragen, die sich einem der Grenzgebiete[1]) zuwenden oder überhaupt ihren Studiengang nach eigenen Wünschen zusammenstellen wollen. Es sei daher der Vorschlag gemacht, jedem Studenten zu gestatten, nicht nur Vorlesungen und Übungen verschiedener Abteilungen, gegebenen Falles nach Beratung durch die Professoren, nach freier Wahl zu belegen, sondern auch auf besonderen Antrag, der durch den Senat zu genehmigen wäre, ohne Rücksicht auf bestehende Prüfungsordnungen, in derartig zusammengestellten Fächern Prüfungen abzulegen und auf diese Weise das Diplom zu erwerben. Bedingung wäre lediglich organischer Aufbau und Zusammenhang der einzelnen Fächer sowie an Menge Gleichwertigkeit mit dem, was in den Regelprüfungen verlangt wird.

Mögen aber die grundlegenden Anschauungen und Bestimmungen über das Hochschulstudium noch so großzügig und zweckmäßig sein, ein guter Lehrerfolg wird nur dann eintreten, wenn auch in der Handhabung des Unterrichts im einzelnen die besten pädagogischen Methoden zur Anwendung gelangen. Daß dies nicht ausnahmslos der Fall ist, bedeutet vielleicht den schwerstwiegenden Vorwurf, der gegen den Hochschulbetrieb erhoben werden kann, so schwerwiegend deshalb, weil Fehler dieser Art am unmittelbarsten den Lernenden berühren, indem sie seinen Eifer und sein Interesse zu lähmen imstande sind. Wer erinnerte sich nicht an Vorlesungen, besonders in der Unterstufe, die für die Mehrzahl der Studenten so unverständlich waren, daß der Hörsaal von einer Woche zur anderen leerer wurde! Es gibt eben Dozenten, die ein erstaunlich geringes Gefühl dafür haben, welches Maß von Kenntnissen sie bei ihren Hörern voraussetzen dürfen. Ebenso schlimm oder noch schlimmer als die unverständlichen sind die langweiligen Vorlesungen, die durch ihren Mangel an Lebendigkeit die Hörer allmählich aus den Sälen treiben. Leider sind es mitunter die besten wissenschaftlichen Köpfe, die in ihren Vorträgen ein so merkwürdig geringes pädagogisches Talent offenbaren. Man sage nicht, daß dies an den Lehrgebieten liegt. Es gibt nicht Gebiete mit Lehrwert und solche ohne Lehrwert, sondern nur Dozenten mit Lehrbegabung und Dozenten ohne Lehrbegabung. Die natürliche Folge ist, daß die Studenten in sicherem Instinkt solche Vorlesungen meiden und es vorziehen, sich das erforderliche Examenwissen später von einem „Repetitor" in weniger wissenschaftlicher, aber doch wohl pädagogisch geschickterer Weise einpauken zu lassen. Die Tatsache, daß solche Repetitionskurse bestehen, zum Teil sogar stark besucht sind, ist der beste Beweis dafür, daß im Lehrbetriebe der Hochschulen (und auch der Universitäten) nicht alles so ist, wie es sein soll. Wie dem abzuhelfen wäre? Sollen nur solche Kräfte zum Unterricht zugelassen werden, die über eine ganz besondere und nachweisbare pädagogische Begabung verfügen, auch wenn sie keine eigenen wissenschaftlichen Leistungen aufzuweisen haben? Gibt es einen Weg, Lehre und Forschung zu trennen, ohne Grundlage und Wesen der „Hoch"schule zu erschüttern? Diese Fragen mögen hier nur aufgeworfen werden; ihre Beantwortung bleibe Berufeneren vorbehalten. Ein leichteres und doch tieferes Eindringen in den Lernstoff könnte auch erreicht werden, wenn es gelänge, ein innigeres Zusammenarbeiten zwischen Lehrer und Schüler zu ermöglichen. In den Vorlesungen kann naturgemäß der unmittelbare Einfluß des Vortragenden auf die Hörer nur beschränkt sein, und die Übungen, die in der Hauptsache in der Hand von Hilfskräften liegen, können keinen Ersatz für das Fehlende bieten. Deswegen sind alle Anregungen zu unterstützen, welche auf eine grundsätzliche Ergänzung der Vorlesungen und Übungen durch Seminare hinzielen. Hier würden sich durch ein lebhaftes Frage- und Antwortspiel wesentlich ausgedehntere Möglichkeiten für eine wirklich fruchtbringende Einwirkung von Lehrer auf Schüler ergeben, und der Erfolg wäre eine viel tiefere geistige Erfassung aller Lehrgebiete durch die Studenten. Denn auch darauf muß hingewiesen werden, daß wir, heute mehr denn je, die Ansprüche an die Ausbildung unseres akademischen Nachwuchses gar nicht hoch genug stellen können. Der Andrang zu den sogenannten „höheren" Berufen ist in den letzten Jahren derartig über das Maß des Notwendigen gewachsen, daß die Hochschulen allen Anlaß hätten, nicht nur die Aufnahme zu erschweren, sondern auch an die Erwerbung der Diplome die allerstrengsten Bedingungen zu knüpfen. Im Gegensatz hierzu sind den Kriegsteilnehmern Erleichterungen gewährt worden. Das ist menschlich verständlich (wenn auch nicht einzusehen ist, weshalb gerade die Studenten in dieser Weise bevorzugt werden; andere Bevölkerungsschichten haben schließlich

[1]) Solche Grenzgebiete sind natürlich durchaus nicht etwa eine Besonderheit der Technischen Hochschulen; sie finden auch an den Universitäten: Forensische Medizin, Rechtsphilosophie, physiologische Chemie usw.

auch im Kriege wertvolle Jahre verloren, ohne die Möglichkeit zu haben, sie einzuholen), logisch ist aber diese Herabminderung der Anforderungen für die Kriegsteilnehmer sicher nicht. Denn man mag zu den Lehrplänen und zu den Prüfungen stehen, wie man will, entweder hält man gewisse Kenntnisse für nötig oder man hält sie eben nicht für nötig. Mittelmäßigkeit zu züchten können wir uns am allerwenigsten leisten, wenn wir im Wettbewerb der Völker bestehen wollen.

Es ist bereits oben erwähnt worden, daß es nicht gut möglich erscheint, für alle Fachrichtungen der Technischen Hochschule einen gemeinsamen Unterbau zu schaffen. Ein solcher könnte doch höchstens die grundlegenden theoretischen Hilfswissenschaften (Mathematik, Physik, Mechanik usw.) enthalten, die aber zum Teil selbst schon für die einzelnen Zweige der Technik eine gesonderte Behandlung verlangen. Überdies wäre es ein Fehler, den Anfänger nur mit Hilfswissenschaften zu empfangen und ihn nicht schon von vornherein in das eigentliche Gebiet, dem er sich zuwenden will, einzuführen. Unterzieht man die Lehrpläne der Bauingenieurabteilungen einer diesbezüglichen Prüfung, so läßt sich feststellen, daß dem angehenden Bauingenieur viel zu viel Abstraktes, dagegen zu wenig Bautechnik geboten wird. Und doch wäre gerade die frühzeitige Berücksichtigung der „praktischen" Fächer von erheblichem Wert, um bei dem jungen Studenten, der frisch von der Schulbank kommt und meist von theoretischem Wissen übersättigt ist, das Gestaltungsvermögen von vornherein auszubilden. Das bedeutet natürlich nicht, daß nun etwa beliebig herausgegriffene Abschnitte des Bauwesens in der Unterstufe vorgetragen werden sollen. Aber wie jetzt schon die Studierenden in den ersten Semestern mit den einfachen steinernen und hölzernen Baukonstruktionen bekannt gemacht werden, so müßte in Zukunft ganz allgemein die baukonstruktive Verwendung aller Baumaterialien vor dem Vorexamen gelehrt werden; das sind nicht nur Holz und Stein, sondern auch Erde, Eisen, Glas, Beton, Eisenbeton usw. Eine auf diese Weise erworbene Vertrautheit mit den Baustoffen ist die beste Grundlage für das Verständnis der nach der Vorprüfung einsetzenden Vorträge über die Hauptgebiete des Bauingenieurwesens, welche nun aber im wesentlichen nicht mehr nach dem Baumaterial, sondern nach dem Bauzweck zu ordnen wären. Das Hauptstudium würde demnach (ohne die angrenzenden Gebiete) umfassen: Grundbau, Wasserbau, Straßen- und Städtischen Tiefbau, Eisenbahnbau, Brückenbau und Industriebau, letzteren mit Einschluß des Hallen-, Kuppel- und Turmbaues. Es ist widersinnig, wenn z. B. der Brückenbau nicht zusammenfassend vorgetragen, sondern in verschiedene Vorlesungen zerstreut wird. Für das Sonderstudium des letzten oder der beiden letzten Semester käme zweckmäßig je eine der soeben aufgezählten Fachrichtungen in Frage. Dies schließt jedoch nicht aus, daß, um tatsächlich vorhandenen Wünschen und Bedürfnissen der Praxis Rechnung zu tragen, auch eine Spezialisierung nach Baumaterial (Eisenbau, Eisenbetonbau) vorgesehen wird. Räumt man in der vorgeschlagenen Weise während des Vorstudiums der Baukonstruktionslehre einen größeren Platz als bisher ein, so kann anderseits in den ersten Semestern die Anzahl der Lehrstunden für die Hilfswissenschaften herabgesetzt werden. Nicht als ob diese weniger eingehend als bisher behandelt werden sollten; im Gegenteil! Aber warum muß fast ausschließlich der Unterricht in diesen Lehrgebieten gerade mit der Vorprüfung zum Abschluß gebracht werden, so daß für das Hauptstudium als Hilfswissenschaft im wesentlichen nur noch die Statik der Baukonstruktionen übrig bleibt? Würde vielmehr auch nach dem Vorstudium eine weitere Ausbildung in den Hilfsfächern vorgesehen werden, so ließe sich an Zeit dafür in den ersten Semestern sparen und doch ein vertiefteres Eindringen in mancherlei Probleme ermöglichen.

Fassen wir zum Schluß das Wesentliche kurz zusammen, so ergeben sich folgende Forderungen: Weitestgehende Berücksichtigung allgemeinwissenschaftlicher Gebiete, ohne das Hauptziel der Technischen Hochschule, die Lehre der Technik, aus den Augen zu verlieren; Ermöglichung eines abgeschlossenen Studiums außerhalb der vorgesehenen Lehrpläne in beliebiger, jedoch organischer Zusammenstellung; größere Betonung pädagogischer Gesichtspunkte im Einzelunterricht; Einrichtung von Seminaren; Erschwerung der Aufnahme sowie Erhöhung der Anforderungen an die Leistungen der Studierenden; für die Bauingenieurabteilungen insbesondere: Erweiterung der Baukonstruktionslehre vor der Vorprüfung auf sämtliche Baumaterialien; während des Hauptstudiums Zusammenfassung der Lehrgebiete nach dem Bauzweck; Ausdehnung des Unterrichts in den Hilfswissenschaften über das Vorstudium hinaus.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Das Verhalten des Eisens in Seewasser und Mittel zur Erhöhung der Lebensdauer eiserner Uferbauten. Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing Richard Ederhof in Betzdorf. Z. d. Bauv. 1920, Nr. 31. (2 Seiten.)

Die Anwendung der Kaltglasur im Eisenbau (Kerament, Zement, Keramik). Von Geh. Baurat Graevell, Breslau, in Brückenbau 1920, Nr. 7.

Zementfugen in gußeisernen Rohren. Jean Legouvé bespricht, gestützt auf amerikanische Angaben, im „Ciment" Jan. 1920 die Ausführung von Fugen in Zement ziemlich eingehend. (3 Spalten.)

Die Herstellung des künstlichen Portlandzements. Von Ingenieur-Chemiker Jean Heindrickx. Im französischen Ciment, Jan. 1920. Umfangreiche Veröffentlichung. Wird fortgesetzt; betrifft hauptsächlich die Zementhersteller.

Ausfuhrverbot für Dachziegel usw. in Frankreich. Le Ciment 1920, Januarheft.

Ziegelersatz. Nach Reg.-Baumeister Wentscher im Tag vom 28. II. in der Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 36/37. 1 Spalte.

Vergleichende statische und dynamische Zugversuche. Von Priv.-Doz. Dr. techn. Otto Fuchs, Brünn. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 12. 4 Seiten.

Statik und Festigkeitslehre.

Der dreistielige symmetrische Rahmen mit Fußgelenken. Von Ing. Dr. Franz Brandler, Prag. Der Brückenbau 1920, Heft 2. Verfasser rühmt dem Verfahren, das er für den in der Überschrift genannten Fall veröffentlicht, besonders rasches Zumzielführen nach.

Berechnung von Rahmenträgern mit 2 oder 3 Gurtungen. Von E. Elwitz, Düsseldorf. Mit 45 Abb. Im „Brückenbau" 1920, Nr. 7 u. folg.

Ein Beitrag zur Theorie der Einflußlinien. Von Dipl.-Ing. Arthur Müller, Dortmund. Mit 3 Abb. Im „Brückenbau" 1920, Heft 3. 5 Seiten.

Kontinuierliche Bogenträger auf elastisch nachgiebigen Stützen. Allgemeine statische Untersuchung auf Grund der Theorie der Elastizitätsellipse von Dr.-Ing. J. Polivka, Prag. Mit 39 Abb. Im „Brückenbau" 1920, Heft 4, 5 u. 6.

Geometrische Behandlung des Eisenbetons. Im „Ciment", Jan. 1920, führt H. Masson, Ing. des Ponts et Chaussées geometrische Betrachtungen für die Bestimmung der Nullinie usw. vor. 8 Spalten.

Neues vereinfachtes Integrationsverfahren. 1½ Seite von Ing. Artur Buchwald im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 30.

Ein Beitrag zur Statik des gelenklosen, eingespannten Gewölbebogens mit großem Pfeilverhältnis. Von Ing. Karl Rada. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Nr. 11 u. f. Statt die oft angewendeten kreisförmigen Überdeckungen von Durchlässen wird ein Eiquerschnitt vorgeschlagen. Wenn dessen Abmessungen auf das geringste Maß eingeschränkt werden solle, ist die Untersuchung nach der Elastizitätslehre notwendig; hierzu gibt der Verfasser Untersuchungen und Tabellen.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

Die Steintorbrücke in Halle a. S. (umschnürter Gußeisenbeton, System Emperger). Besprechung des Baues und des Bauwerks (1914/15 errichtet) durch Reg.-Baumstr. Karl Mentzel in der D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zem., Nr. 2 u. 3.

e) Eiserne Brücken.

Eiserne Eisenbahnbrücken mit geringer Bauhöhe. Von Dr. Thieme, Buxtehude (Z. d. Bauv. 1920, Nr. 17). Vorführung eines durch Abb. erläuterten Vorschlages, trotz Anwendung von Holzquerschwellen mit 38 cm Bauhöhe auszukommen.

Technische Kommission des Verbandes Schweizer. Brückenbau- und Eisenbau-Fabriken. Bericht über den Arbeitsplan dieser Körperschaft in der Schweiz. B.-Ztg. vom 6. März 1920.

Eisenbahnverbindung zwischen Ägypten und Palästina mit Brückenbau über den Suez-

kanal. Von Geh. Baurat Wernekke (2½ Seite im Brückenbau 1920, Nr. 2).

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Der Stabpiseebau nach Bauart Lewandowsky (Z. d. Bauv. 1920, Nr. 26, S. 149—150). Mit Abb.

Das Herrenhaus in Klein-Machnow, ein Lehmbau. Von Konrad Faerber, Reg.-Baumstr. a. D., Berlin (1½ Seite mit 4 Abb. im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 30).

Kästelmauerwerk aus gebrannten Ziegeln. Von Baumeister Ernst Noack, Dresden (Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 38). Mit Abb., 2 Seiten.

Thermosteinbauweise (nicht Thermos-Bauweise) Tauberwand. Beides beschrieben (mit Abb.) in der Südd. B.-Ztg. vom 27. III. 1920, S. 29—30.

Zur Wirtschaftlichkeit der Lehmbauweise. Von Stadtbaurat Köhler, Hildesheim (Bauwelt, Heft 10 u. 12).

Die Zementwaren- und Kunststeinindustrie (Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 38, S. 309—310). 1 Seite.

Wasserbau.

a) Grund- und Uferbau.

Praktische Winke für die Ausführung von umfangreichen Bodenuntersuchungen werden in einem Erlaß vom 10. II. 20 den Behörden der allgemeinen Bauverwaltung zur Beachtung empfohlen. Der Erlaß nebst den „Winken" ist im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 18, S. 113 abgedruckt. Er befaßt sich ausschließlich mit dem Vorgehen bei Bohrungen.

Schutz gegen Druckluferkrankungen. Von Haag (1 Spalte unter Vermischtes im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 26, S. 151).

Senkkasten-Kaimauer im Hafen von Kopenhagen. Besprechung (mit Abb.) über den Gegenstand, der 1917 in der D. B. Ztg. und 1918 in Beton und Eisen ebenfalls behandelt worden ist, im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 29.

Bau der Kaimauern in Marseille. Vorführung und Besprechung einiger Abb., die den Bau und die Beförderung der Eisenbetonsenkkästen (schwimmend) darstellen. Le Ciment, Januar 1920.

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserbewegung.

Die Schätzung von Flußwassermengen nach Regenmengen-Aufzeichnungen. 2½ Spalte in Engineering vom 2. Januar 1920.

Schwimmer für Strombeobachtungen. 1½ Spalte mit Abb. behandelt im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 30. Die in dem Südwestarme des Mississippi verwendeten Über- und Unterwasserschwimmer.

Das Winterhochwasser 1919—20. A. Wasserstände und Hochwasser; B. Eisverhältnisse. Zahlreiche Zahlenangaben und sonstige Nachrichten von den deutschen Strömen und Flüssen im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 30.

Über hydrologische Vorarbeiten und Mengenbestimmungen bei Grundwasserversorgungen. Von Dr. O. Smreker, Mannheim. Auseinandersetzung mit Dr.-Ing. G. Thiem, Leipzig, und Erwiderung von dessen Seite in der Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 12. 2 Seiten.

c) Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

Die Vollendung des Mittellandkanals. Von W. Siebenbrot, Braunschweig, einem Anhänger der Südlinie. Stellungnahme von Geheimrat de Thierry hierzu. Verkehrstechnik 1920, Nr. 10.

Kanalverbindung zwischen dem Erie- und dem Ontariosee in Nordamerika (Ztrbl. d. Bauv. 1920, Nr. 30, nach Génie civil vom 11. Mai 1918). U. a. ist ein Hebewerk mit 63,4 m Gefälle vorgesehen.

Etwas über die Abmessungen französischer Kanäle. (Holländisch.) Von Ing. J. F. Schönfeld (De Ingenieur 1920, Nr. 13; 7½ Seiten).

d) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Wehrtypen. Beschreibung mit 30 Abb. in Der Tiefbau 1920, Nr. 28 folgende. Von Dr.-Ing. Karl Haller, Langenau-Ulm.

Neue Bauweise für feste Wehranlagen. Im Tiefbau 1920, Nr. 27. (Eisenbeton-Stahlkörper.) Beschreibung mit 2 Abb. ½ Seite.

Talsperren im Quellgebiet der Flüsse. Thoholte, Geh. Oberbaurat, im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 26, S. 150—151.

Die Wasserkraftanlage Gösgen an der Aare der A.-G. Elektr.-Werk Olten-Aarburg. Mitgeteilt von der A.-G. Motor in Baden. Behandlung von Maschinenhaus und Schalthaus, die auch künstlerisch einen vorzüglichen Eindruck machen. Maschinenhauslänge 116 m. Rechen-Reinigungsmaschine auf Gleisen fahrbar. Schweiz. B.-Ztg. vom 17. 4. 1920.

Die elektrische Abfallenergie schweizerischer Wasserkraftwerke. Von Prof. Dr. W. Kummer, Zürich, in der Schweiz. Bau-Ztg. vom 17. 4. 20. 2½ Seiten.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

Überhöhung u. Erweiterung der Chausseekurven. Von Geh. Baurat Graevell, Breslau (Verkehrstechnik 1920, Nr. 8 u. 9).

Eisenbahnbau und -betrieb.

Neuerungen im Eisenbahnoberbau. Von Reg.-Baumstr. Jos. Weig, Augsburg, werden im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 27, die in Bayern versuchsweise unter den Schienenstößen eingelegten Eisenbetonroste besprochen. Abb. Graphische Darstellung über den Erfolg der Einbauten.

Der Bau von Gleiskurven. Von Priv.-Doz. Dr.-Ing. Louis Jänecke in Hannover. Z. d. Bauv. 1920, Nr. 31. (2 Seiten.)

Kleine Bahnhofsbauten der Schweizerischen Bundesbahnen. 1 Spalte, dazu 8 Abb. in der Schweiz. Bau-Ztg. vom 17. 4. 20.

Mittel zur Verhütung des Überfahrens der Haltesignale (Z. d. V. d. Eisenbahnverwaltungen 1920, Nr. 17). (Schluß.) 2½ Seiten.

Zur Bremsung der Güterzüge. 2½ Seite von C. Guillery in der Z. d. V. d. Eisenbahnverw. 1920, Nr. 18, S. 203—205, im Anschlusse an die Ausführungen des Ministerialrates Cimonetti in Nr. 5 daselbst.

Selbstentladewagen, Bauart Malcher, kurz besprochen mit Bild in der Rundschau der Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 12, S. 285.

Die Stromzuführung für elektrisch betriebene Eisenbahnen und das Signalwesen. Von Reg.-Baumstr. Usbeck, Hirschberg (Schles.). 3½ Seiten mit 5 Abb. in der „Verkehrstechnik" 1920, Nr. 10.

Der elektrische Betrieb auf Vollbahnen. Von Ing. Baurat Richard Baecker. In der österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1920, Heft 12, 13 u. 14. Baden (Wiesentalbahn), Bayern (Murnau—Oberammergau), Deutschösterreich (Mittenwaldbahn), Wien—Preßburg, Ungarn (Waitzen—Budapest—Gödöllö), Schweiz (Burgdorf—Thun), Simplonbahn.

Die Verkehrsnot in Frankreich. In der Z. d. Ver. d. Eisenbahnverw. 1920, Nr. 19, S. 216—218, ist eine ausführliche Wiedergabe der für Deutschland einigermaßen tröstlichen Ausführungen über die außerordentlichen Schwierigkeiten im Eisenbahnverkehr Frankreichs enthalten.

Der Übergang der Eisenbahnen auf das Reich. I. Vorbemerkungen; II. Finanzielle Fragen; III. Personalfragen; IV. Organisationsfragen; V. Grundlagen der künftigen Eisenbahnpolitik; VI. Zusammenfassung. Z. d. V. d. Eisenbahnverw. 1920, Nr. 20 u. 21.

Die Verstaatlichung der Südbahn. Z. d. V. d. Eisenbahnverw. 1920, Nr. 17.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie -Schiffbau.

Allgemeines über Eisenbeton.

Wagen aus bewehrtem Beton für den Transport von Flüssigkeiten. Beschreibung mit 3 Abb., 4 Spalten, in Le Ciment 1920, Januarheft.

Eisenbetonschiffe. Erfahrungen mit solchen in Norwegen und Schweden. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 36/37, ½ Spalte.

Verschieben eines Betongebäudes (Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 38, S. 311—312, ½ Seite.

Eisenhochbau.

— — — —

Holzbau.

Deutschlands künftiger Holzverbrauch, eine wirtschaftliche Untersuchung über rationelle Holzwirtschaft im Hochbaugewerbe. Von Baumeister Dr.-Ing. Bredermann, Charlottenburg, in der „Bauwelt" 1920, Heft 11 u. 12.

Die Motorfeldbahn im Dienste der Holzindustrie (Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 12, 2 Spalten.

Städtischer Tiefbau und Städtebau.

Geologie und Wasserversorgung unter Berücksichtigung von Blumau am Steinfelde.

Von Ing. Dr. Roman Grengg in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Nr. 11, S. 81—83. Allgemein: Hinweis auf die Notwendigkeit, die Untergrundverhältnisse und die Grundwasserführung zu erkunden, Eingehen auf die für die letztere Einfluß äußernden Umstände. Insbesondere Darlegung an dem Blumauer Beispiel.

Kunst im Ingenieurwesen, Wirtschaftliches, Personalnachrichten, Vereinsnachrichten, Standesvertretung.

Einiges über den konstruktiven Stil der Tragwerke. Von Geh. Baurat Graevell im „Brückenbau" 1920, Nr. 1, S. 1—6.

Alfred Blum †. Nachruf für den Altmeister der Eisenbahntechnik von Dorner-Berlin im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 29.

Der blutige Verlauf der Leipziger Baumesse. Der „Tiefbau" 1920, Nr. 29, berichtet über die Leipziger Baumesse und ihren Ausstellungswert sowie über ihre Störung durch die Straßenkämpfe in Leipzig.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Der Bau der Brücke über das Höllentor in New York.

Die Brücke über das Höllentor ist ein Bauwerk von ungewöhnlichen Abmessungen. Sie besteht aus einem Zweigelenkbogen von 298,14 m Spannweite und 67,10 m Stich (im Untergurt gemessen). Die Ständer über den Gelenken sind 42,70 m, der Bogen im Scheitel ist 12,37 m hoch. Das gesamte Bauwerk enthält 19 400 t Stahl. Die Brücke führt zwischen den Hauptträgern vier Gleise der New Yorker Verbindungsbahn auf dichter, aus einer Betontafel bestehender, beschotteter Fahrbahn über den Ostfluß; außerhalb der Hauptträger sind noch Kragarme für eine zukünftige Verbreiterung zur Aufnahme von Straßenbahngleisen vorgesehen. Der Fluß ist an der Brückenbaustelle 260 m breit; seine Ufer fallen steil bis zu einer Tiefe von 32 m ab. Der Wasserspiegel schwankt bei Ebbe und Flut zwar nur um 1,7 m, es entwickelt sich aber dabei eine Strömung von über 3 m in der Sekunde. Wegen der Schiffahrt muß unter der Brücke eine lichte Durchfahrthöhe von 41,2 m über mittlerem Hochwasser auf 213,5 m Breite freigehalten werden.

Die örtlichen Verhältnisse zwangen zum Entwurf eines Bauwerks ohne Einbauten in das Flußbett, und auch vom Einbau von Rüstungen während des Aufbaues des Tragwerks mußte abgesehen

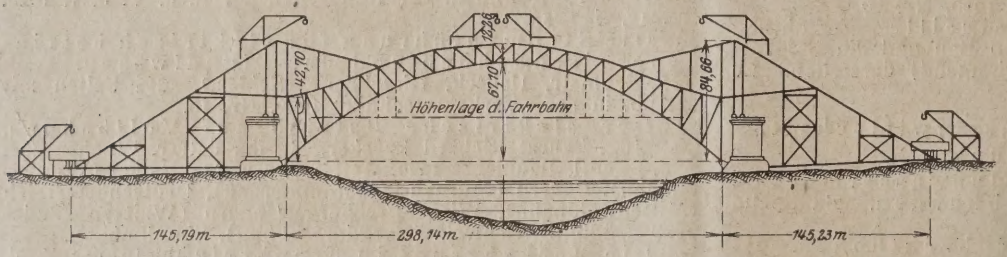


Abb. 1. Einstweiliges drittes Gelenk.

werden. Beide Bedingungen zwangen dazu, für das Bauwerk einen weitgespannten Bogenträger und für das Bauverfahren das frei Vorkragen von den Widerlagern her zu wählen.

Für die Hauptträger entschloß man sich zu einem Zweigelenkbogen, der aber für die Eigenlast statisch bestimmt sein, also vorübergehend während des Baus als Dreigelenkbogen wirken sollte. Die große Höhe an den Auflagern wirkt einerseits günstig in bezug auf den Anblick, den das Bauwerk bietet, anderseits erleichtert sie das Anbringen der Quer- und Windverbände. Der Untergurt des Bogens bildet eine Parabel. Einer der dem Scheitel benachbarten Knotenpunkte bildete das einstweilige Gelenk während des Baus. Der Bogen ist in 23 Felder eingeteilt. Die Streben zwischen den 24 Ständern fallen nach der Mitte. Die Hauptträger haben einen Abstand von 18,3 m von Mitte zu Mitte und einen lichten Abstand von 16,16 m, der für vier Gleise nur gerade eben als ausreichend anzusehen ist. Das Verhältnis der Breite der Brücke zu ihrer Länge, 1 : 16, genügt zur Sicherung der Standfestigkeit, ohne daß die Hauptträger geneigt angeordnet zu werden brauchten. Infolge der beiderseits ausgekragten Fahrbahnen für Straßenbahnen ist die nutzbare Breite für den Windverband 28,4 m.

Jedem der 12,96 m voneinander entfernten Ständer der Hauptträger entspricht ein Querträger der Fahrbahn; in den vier ersten Feldern von jedem Auflager her, wo der Bogen unter die Fahrbahn reicht, bilden die Querträger mit den Ständern steife Rahmen. Zwischen den Querträgern, die Kastenquerschnitt von 2,6 m Höhe und 1,07 m Breite haben, liegen in je 2,01 m Abstand die 1,83 m hohen Längsträger der Fahrbahn, je zwei von den letzteren, die unter einem Gleis liegen, sind gegeneinander abgesteift. Auch die ausgekragten seitlichen Querarme sind durch Längsträger verbunden, die aber zunächst nur einen Fußweg aufnehmen.

Der Untergurt hat einen Kastenquerschnitt von 2,14 m bis 3,30 m Höhe; die beiden 5,1 cm starken Stehbleche sind in der Mitte durch ein wagerechtes Blech gegeneinander abgesteift. Die Breite des Untergurts beträgt 2,0 m. Sein Nutzquerschnitt schwankt zwischen 5992 qcm und 8978 qcm. Der Obergurt besteht aus zwei durch ein oberes Abdeckblech verbundenen, zusammengesetzten I-Querschnitten; er ist durchgehend 1,22 m hoch; nur in den Endfeldern vergrößert sich seine Höhe auf 1,77 m. Der Querschnitt beträgt 2032 qcm bis 2490 qcm. Die Wandstreben und -pfosten haben ebenfalls seitliche Stehbleche, die oben und unten gegeneinander versteift sind; der Querschnitt steigt von 713 qcm bis auf 2031 qcm, die Höhe von 1,07 m auf 1,53 m. Hängeglieder, an denen die Fahrbahn am mittleren, sich über sie erhebenden Teil des Bogens angehängt ist, haben H-Querschnitt und sind oben und unten mit Bolzen angehängt, so daß Biegungsbeanspruchungen vermieden werden. Die Niete im Untergurt und die an Ort und Stelle geschlagenen Niete haben 44,5 mm Durchmesser und sind zwischen den Köpfen bis 25 cm lang.

Von den vier Auflagern hat jedes einen Druck von etwa 13,5 t aufzunehmen. Sie bestehen aus einer Anzahl von Gußstücken, die zusammen für alle vier Lager gegen 1000 t wiegen.

Da bei einer Brücke von der Länge derjenigen über das Höllentor für die Hauptträger die Spannungen und damit die Durchbiegungen vom Eigengewicht diejenigen vom Verkehr überwiegen, wurde dem Bogen beim Bau soviel Überhöhung gegeben, wie der vom Eigengewicht herrührenden Durchbiegung entspricht. Bei voller Belastung und größter Kälte macht sich also noch kein Durchhang der Schienen bemerkbar. Die Durchbiegung des als einstweiliges Scheitelgelenk dienenden Knotenpunkts, herrührend vom Eigengewicht, beträgt 212 mm. Die größte Durchbiegung vom Verkehr tritt in den Viertel-

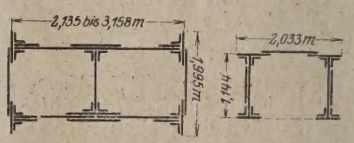


Abb. 2. Untergurtsstab.

Abb. 3. Obergurtsstab.

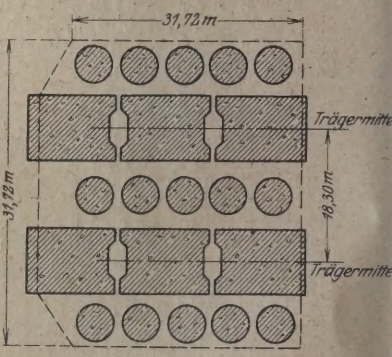


Abb. 4. Gründung unter dem Pfeiler auf Wards Island.

punkten der Brückenlänge auf, wenn die halbe Brückenlänge belastet ist; sie beträgt 132 mm; dabei hebt sich der andere Viertelpunkt um 89 mm. Die Wärmeschwankungen, die der Berechnung mit einem Spielraum von 40° C zugrunde gelegt sind, bewirken eine Bewegung des Scheitels um 135 mm.

Beim Bau der Brücke in der Werkstatt wurden stets vier Felder zusammengebaut und dann das vierte Feld wieder mit drei weiteren Feldern zu einer neuen Einheit zusammengepaßt.

Beim Aufbau der Brücke an der Baustelle waren umfangreiche Arbeiten nötig, um die vorgekragten Teile des Bogens nach hinten zu verankern. Hierzu wurden im wesentlichen Teile des endgültigen Bauwerks verwendet. Unter den 15 500 t Eisenteilen der Verankerungen waren nur etwa 2300 t, die eigens zu diesem Zwecke angefertigt worden waren. Die Verankerungsarme lagen in den Ebenen der Hauptträger, bildeten also deren rückwärtige Verlängerung. An ihrem rückwärtigen Ende waren sie durch Gegengewichte belastet. Die Ankerarme waren vom Auflagergelenk des Bogens bis zur Mitte des Gegengewichtes gemessen 145,25 m lang. Während des Vorbaus der ersten sechs Felder wurden die vorgekragten Teile dadurch gehalten, daß die Verankerung am Kopfende des über den Auflagergelenken stehenden Pfostens angriff. Beim weiteren Vorbau wurde dieser Pfosten vorübergehend nach oben verlängert und der Angriffspunkt der Verankerung an das obere Ende dieser Verlängerung verlegt, das mit dem 6. Knotenpunkt im Obergurt durch ein einstweiliges Zugband verbunden wurde. Zu diesem Zugband wurden die Hängeeisen für die Fahrbahn verwendet. Vier Fahrbahnlängsträger übertrugen den wagerechten Schub, den die Gegengewichtsarme in der Richtung nach der Brückenmitte ausübten, auf die Pfeiler, an die sich von der anderen Seite her die Bogen anlegten. Auch die Gegengewichtskästen waren aus Brückenteilen zusammengesetzt; sie wurden mit Erde gefüllt und ruhten auf den Ankerarmen. Die Erde wurde in demselben

Maße eingefüllt, wie das Gewicht des ausgekragten Teils der Bogenbrücke wuchs, so daß weder nach der einen noch nach der anderen Richtung ein wesentliches Übergewicht vorkam. Die rückwärtigen Enden der Ankerarme ruhten auf Walzen, um den durch Wärmeschwankungen verursachten Bewegungen folgen zu können. Um Setzungen auszugleichen, waren unter ihnen je vier Wasserdruckpressen von je 500 t Leistung aufgestellt. Zur richtigen Einstellung des Bogens in seiner jeweiligen Lage dienten vier Wasserdruckpressen von je 3000 t Leistung, die in den oberen Enden der verlängerten Auflagerpfosten angriffen.

Der Vorbau der beiden Bogenhälften wurde auf beiden Ufern gleichzeitig begonnen. Trotz mancher Aufenthalte bei der Arbeit wurde doch die Fertigstellung hüben und drüben so abgepaßt, daß die beiden Hälften die Mitte gleichzeitig erreichten. Von dem einen Ufer waren 11, vom anderen 12 Felder vorgebaut, und die Lage des Bogens war dabei so eingestellt, daß in der Mitte eine kleine Lücke entstand. Durch Nachlassen der Wasserdruckpressen über den Widerlagern brachte man dann die Untergurte in der Mitte zur Berührung, so daß nunmehr, da das letzte Glied im Obergurt noch fehlte, ein Dreigelenkbogen entstand. Dann wurden die Verankerungen abgebaut und schließlich der fehlende Stab des Obergurts und der letzte Schrägstab eingesetzt, wodurch die Wirkung des Scheitelgelenks aufgehoben und der beabsichtigte Zweigelenkbogen hergestellt wurde.

Die Zeit, in der ein Feld der Hauptträger fertiggestellt wurde, nahm von den Widerlagern nach der Mitte ab, einerseits weil die Teile immer leichter wurden, anderseits weil die Bautrupps sich in ihrer Arbeit vervollkommneten. Der Vorbau des ersten Feldes z. B. dauerte ungefähr drei Wochen, während später ein Feld in 7½ Stunden vorgebaut wurde.

Die Durchbiegung der vorgekragten Bogenhälften unter dem Einfluß elastischer Formänderungen der Bogen selbst infolge ihres Eigengewichts und der Belastung durch die zum Bau dienenden Krane, unter dem Einfluß der Verlängerung der Ankerarme infolge derselben Beanspruchung, endlich unter dem Einfluß der durch Wärmeschwankungen hervorgerufenen Längenänderungen der einzelnen Glieder waren sehr erheblich. Bei einer mittleren Wärme von 15° C machte der senkrechte Durchhang des Scheitels vor der Vereinigung der beiden Hälften rechnerisch 52 cm auf der einen, 68 cm auf der anderen Seite aus; die wagerechte Verlängerung der beiden Bogenhälften betrug dabei 19 cm und 21 cm. Bei einer Zunanme der Wärme um 15° über die mittlere Wärme betrug die Bewegung rechnerisch 4 cm, so daß sich dann ein Übergreifen der beiden Enden um 48 cm ergeben hätte. Um dieses Maß und dazu noch um einen Spielraum mußten die Arme des Bogens beim Zusammenbauen zurückgezogen werden, damit sie beim Schluß durch Nachlassen der Verankerung zur Berührung gebracht werden konnten. Der Spielraum war so bestimmt, daß er bei etwa 30° Wärme noch etwa 4 cm betragen hätte, bei der mittleren Wärme von 15° ergab das eine Lücke von 12 cm, bei 0° eine Lücke von 20 cm. Zur Vereinigung der beiden Trägerhälften wurde ein trüber Tag mit gleichbleibender Wärme ausgesucht. Die Vereinigung wurde dadurch herbeigeführt, daß die beiden Wasserdruckpressen auf den nach oben verlängerten Auflagersenkrechten nachgelassen wurden. Die beiden Stellen, die sie bedienten, waren miteinander und dem Arbeitertrupp im Scheitel durch Fernsprecher verbunden. Nachdem die Mitten zur Berührung gebracht worden waren, wurde die Bewegung noch ein Stück fortgesetzt, um eine gewisse Anfangsspannung im Untergurt des Bogens zu erreichen; dann wurden die Schlußglieder eingesetzt und mit den übrigen Teilen fest verbunden.

Durch das Eintreten der Bogenwirkung wurden die von der Wirkung als Kragträger herrührenden Spannungen beseitigt und die Verankerungen entlastet. Hierdurch stieg der Druck der Gegengewichte am äußeren Arm der Verankerung auf ihre Unterlage von 2,2 t auf 8,6 t/qm. Um einer verderblichen Wirkung dieser Mehrbelastung entgegenzuwirken, wurde während des Absenkens die Erde aus den Gegengewichtskästen ausgeschaufelt; zugleich wurden die Wasserdruckpressen unter ihnen bereit gehalten, um wenn nötig deren Gewicht aufzunehmen und so die Ankerarme zu entlasten.

Die Umwandlung der Kragarme in einen Zweigelenkbogen geschah dadurch, daß der Obergurtstab und der Schrägstab des Mittelfeldes bei mittlerer Wärme und spannungslos angeschlossen wurden. Da aber die dazu nötigen Arbeiten, das Bohren der Löcher u. dgl. mehrere Tage in Anspruch nahm, während welcher Zeit die Wärme schwankte und die Trägerenden infolgedessen Bewegungen ausführten, wurden die Obergurtstäbe in der Mitte einstweilen durch ein Rundeisen von 20 cm Durchmesser und 40 cm Länge verbunden, die an den Enden Schraubengewinde besaßen. Durch Anziehen der Muttern auf diesen Schrauben wurden die in der Mitte aneinander stoßenden Teile so gegeneinander festgelegt, daß die Wärmeschwankungen keinen Einfluß auf ihre gegenseitige Lage hatten, so daß die Arbeiten an ihnen ohne Störung vorgenommen werden konnten. Für das Anziehen der Schrauben war ein Zeitpunkt gewählt worden, in dem die mittlere Wärme herrschte. Die Bolzen sind im Bogen belassen worden.

Zum Schluß noch einige Worte über die Gründung der Höllentorbrücke. Auf Long Island machte sie keine Schwierigkeiten. Hier wurde in 4,6 m bis 11,6 m Tiefe unter der Oberfläche fester Gneiß gefunden. Auf diesen wurde in offener Baugrube eine Betonplatte von durchschnittlich 15 m Stärke und 42,7 m zu 31,7 m Grundfläche aufgebracht. Schwieriger waren die Gründungsarbeiten auf Wards Island. Der Brückenpfeiler auf dieser Insel steht auf 21 Senkkästen aus Eisenbeton, von denen je drei große über rechteckigem Grundriß von 9,15 m und 12,5 m Seitenlänge in zwei Reihen in der Verlängerung der Hauptträger liegen, während die 15 kleineren, runden von je 5,5 m Durchmesser in drei Reihen zwischen und neben den großen angeordnet sind. Die rechteckigen Senkkästen sind durch Ausfüllen der Zwischenräume in den beiden Reihen zu einheitlichen Körpern von je 38,1 m Länge zusammengefaßt. Auf den Senkkästen ruht eine Betonplatte von 12,2 m Stärke und 42,7 m zu 36,3 m Grundfläche. Die Senkkästen sind im Druckluftverfahren bis zu einer Tiefe von 11,3 m bis 31,4 m unter mittleres Hochwasser, d. i. etwa 6 m unter die Flußsohle abgesenkt worden.

Ungültigkeit des Hookeschen Gesetzes.

Daß das Hookesche Gesetz nur als Näherung zu betrachten ist, ist bekannt. Selbst für Federstahl hinterläßt jede Beanspruchung eine gewisse bleibende Dehnung. Einen hübschen Beleg dafür bieten die Erfahrungen der Chronometermacher. Während die Haupt (Trieb-) Federn öfters brechen, scheinen die Unruhfedern dauernd zu halten. Wenigstens sind Fälle bekannt, daß solche über 25 Jahre im Gebrauch gewesen sind. Bei 2 Schwingungen in der Sekunde hat eine solche Feder also rd 1½ Milliarden Spannungswechsel ausgehalten. Die Federn sind Spiralen von etwa 13 mm Durchmesser mit 10,75 Umgängen. Die Drahtstärke ist 0,3 mm. Der Ausschlag beträgt etwa $^5/_4\,\pi$, so daß die Spannungen etwa $\pm$ 1450 kg/qcm betragen, also erheblich hinter der Proportionalitätsgrenze guten Federstahles zurückbleiben. Trotzdem zeigen die Federn deutlich bleibende Formänderungen oder elastische Nachwirkung. Denn es dauert etwa ein Jahr, bis die Uhren gleichmäßig gehen. Während dieses Jahr nimmt die Steifigkeit der Feder dauernd zu, bis sie den Wert erreicht hat, den sie, solange die Uhr geht, dauernd behält. Nach einem Stillstand braucht sie aber je nach seiner Dauer längere oder kürzere Zeit, bis sie wieder ihren gleichmäßigen Gang annimmt. Es scheint sich also in der Feder erst eine gewisse Menge Formänderungsarbeit aufspeichern zu müssen, ehe sie unter den gleichen Antrieben auch gleiche Schwingungen ausführt, d. h., ehe gleiche Kräfte gleiche Formänderungen hervorrufen, die keine bleibende Dehnung hinterlassen. Das gilt aber natürlich für jeden Stahlstab. M.

Versuche über die durch Schwellennägel und -Schrauben aufgenommene Kraft

hat das Forstamt der Vereinigten Staaten im Jahre 1905 anstellen lassen und folgende Zahlen bekanntgegeben (Eng. News, 2. 12. 1906). (Offenbar sind die Nägel und Schrauben auf Zug beansprucht worden.)

Holzart	Festigkeit von Schwellennägeln	Schwellenschrauben
	kg	kg
Weiße Eiche	3200	6000
Loblolly-Kiefer	1630	3500
Kastanie	1360	4250

Die Nägel und Schrauben waren 12,5 cm tief eingetrieben. Astknoten verringerten die Festigkeit der Nägel um 25 vH und vergrößerten die der Schrauben um etwa 35 vH.

Über den Widerstand, den Schwellenschrauben und -nägel dem Verschieben einer mit ihnen befestigten eisernen Platte entgegensetzten, haben einige Versuche des Verfassers folgendes ergeben:

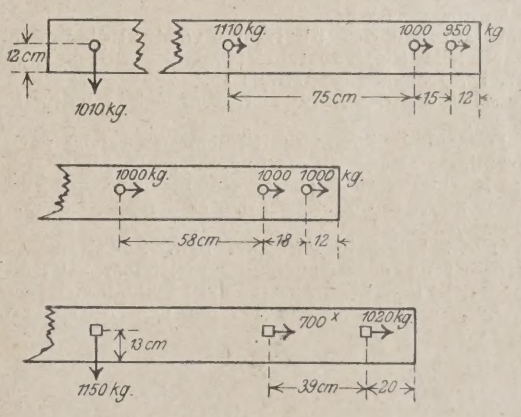


Abb. 1 bis 3.
*) mürbe Stelle, daneben alte Bohrungen.

Abb. 1. Schwellenschrauben in einer kiefernen Schwelle
„ 2. desgl. in alter Eichenholzschwelle
„ 3. Nägel in Kiefernholz

Die angegebenen Lasten ergaben die ersten wahrnehmbaren Bewegungen. Bei 2000 kg waren die Schrauben noch nicht herausgerissen, gaben aber dauernd nach. M.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN,

VEREINSNACHRICHTEN USW.

Bekanntmachung
über die Freigabe von bewirtschafteten Baustoffen zur Ausführung von privaten und kommunalen Bauvorhaben in der Provinz Brandenburg und Berlin.

I. Bewirtschaftete Baustoffe sind:

a) Ziegel (gebrannte Tonsteine, Kalksandsteine, Schlackensteine, Schwemmsteine, Zementsteine, welche als Bau- und Dachsteine irgendwelcher Art Verwendung finden können, nicht darunter fallen Drainagerohre),

b) Zement jeder Art, zu dessen Herstellung Kohle gebraucht wird,

c) Kalk (Stück-, Sack-, hydraulischer oder Zementkalk).

II. Anträge auf Freigabe von Baustoffen sind von dem Bauherrn einzureichen:

a) in den Landkreisen: durch die Hand der Ortspolizeibehörde bei dem Landrat,

b) in den kreisfreien Städten: bei der Baupolizeibehörde (in der Folge kurz Ortsstellen genannt).

Ein unmittelbarer, insbesondere aber mündlicher Verkehr der Antragsteller mit der Baustoffbeschaffungsstelle beim Oberpräsidenten findet nicht statt (Ausnahme unter Ziffer VII).

III. An Antragsunterlagen sind erforderlich:

a) alle Unterlagen die von der geltenden Baupolizeiverordnung zur Prüfung in baupolizeilicher Hinsicht vorgeschrieben sind,

b) eine Massenberechnung (doppelt), mit prüfbaren Vordersätzen sachgemäß aufgestellt. Die Maße müssen aus den beigegebenen Zeichnungen ersichtlich sein,

c) eine Baustoffbedarfsnachweisung nebst Baufristenvordruck bei aus Reichs- und Staatsmitteln bezuschußten Wohnhausbauten in vierfacher, bei allen anderen Bauvorhaben in dreifacher Ausfertigung. Für den Materialbedarf, der der Baustoffbeschaffungsnachweisung zugrunde zu legen ist, habe ich besondere Richtlinien festgelegt, die bei den Ortsstellen zur Einsicht ausliegen und auch in dem nachbezeichneten Verlage erhältlich sind,

d) Zuweisungsscheine (blau) bei aus Reichs- und Staatsmitteln bezuschußten Wohnhausbauten,
Freigabescheine (weiß) bei allen anderen Bauvorhaben,
Kleinbedarfsscheine bei Anträgen auf Freigabe geringster Baustoffmengen für kleinere Ausbesserungsarbeiten, für Notwohnungen, für allerdringlichste Arbeiten nach Einstürzen, Bränden und dergleichen.

Die unter c und d) bezeichneten Vordrucke können, soweit sie nicht bei den Ortsstellen vorrätig sind, vom Verlage Carl Heymann, Berlin W. 8, Mauerstraße 43/44 bezogen werden.

IV. Die Freigabe der Baustoffe erfolgt durch die „Baustoffbeschaffungsstelle beim Oberpräsidenten in Charlottenburg, Bismarckstraße 71" mittels Freigabescheine (weiß), jedoch sind für aus Reichs- und Staatsmitteln bezuschußte Wohnbauten Baustoffe zuzuweisen (blaue Zuweisungsscheine) von mir ermächtigt:

a) im Gebiete des Wohnungsverbandes Groß-Berlin (umfassend die Stadtkreise Berlin, Charlottenburg, Schöneberg, Wilmersdorf, Neukölln, Lichtenberg und Spandau und die Landkreise Teltow und Niederbarnim): die Einkaufsstelle beim Wohnungsverband Groß-Berlin, Berlin NW. 23, Klopstockstraße 24,

b) im Gebiete der übrigen Provinz: die provinzielle Einkaufsstelle (Geschäftsführer: Märkische Heimstätte), Berlin W. 15, Joachimsthalerstraße 10.

V. Bescheidung des Antragstellers erfolgt in jedem Falle durch die Ortsstelle.

VI. Laufende Belieferung mit Baustoffen erfolgt nach Maßgabe der genehmigten Baustoffbedarfsnachweisung im ungefähren Umfang eines Monatsbedarfs. Die dementsprechend ausgefüllten Freigabescheine bzw. Zuweisungsscheine sind rechtzeitig an die Ortsstellen einzureichen.

VII. Nicht belieferte Freigabe- bzw. Zuweisungsscheine sind zwecks Erneuerung oder Änderung unmittelbar bei der Baustoffbeschaffungsstelle bzw. bei der zuständigen Einkaufsstelle einzureichen.

VIII. Anträge auf Freigabe von aus dem Auslande bezogenen und von Abbrüchen herrührenden Baustoffen sind unter Nachweis des Ursprungortes bei der Ortsstelle einzureichen. Die Freigabe dieser Baustoffe erfolgt nur für bestimmt bezeichnete Bauzwecke und Bauherren. Diese Freigabescheine erhalten den Vermerk: „Außer Kontingent, von Abbrüchen herrührend oder Auslandsware."

IX. Freigabe von Zement an Zementwarenfabriken und von Kalk an Mörtelwerke erfolgt auf Antrag eines Bauherrn nur für einen bestimmt bezeichneten Bauzweck. Die Fertigfabrikate der nebenbezeichneten Fabriken und Werke dürfen an den Verbraucher nur gegen Ausfolgung von Freigabescheinen, lautend auf Zement bzw. Kalk in entsprechenden Mengen geliefert werden. Die belieferten Freigabescheine sind von den Lieferwerken gesammelt der Baustoffbeschaffungsstelle einzureichen. Sie bilden die Unterlage für die Freigabe von Baustoffen an die Zementwarenfabriken und die Mörtelwerke.

X. Diese Bestimmungen treten sofort in Kraft

Charlottenburg, den 1. April 1920.

(O. P. W. 1105).

Der Oberpräsident
der Provinz Brandenburg und von Berlin.

Veröffentlicht, Ortsstelle für den Stadtkreis Berlin ist die Städtische Baupolizei, Berlin C. 19, Roßstraße 21/25.

Berlin, den 17. April 1920. (233 B. P. gen.)

Städtische Baupolizei.
Feigell.

Bekanntmachung
über das Verbot der Verwendung von bewirtschafteten und nicht freigegebenen Baustoffen bei Ausführung von privaten und kommunalen Bauvorhaben in der Provinz Brandenburg und in Berlin.

1. Die Verwendung von bewirtschafteten Baustoffen (Ziegel, Kalk, Zement, auch Auslandsware), die von mir dem Bauherrn nicht freigegeben sind. verbiete ich allgemein auf Grund des § 12, Abs. 2 der Verordnung zur Behebung der dringendsten Wohnungsnot vom 9. Dezember 1919 (R. G. Bl. S. 1968 ff).

2. Wer der Anordnung unter Ziffet 1 zuwiderhandelt, wird auf Grund des § 13, Abs. 2 (a. a. O.) mit Gefängnis bis zu sechs Monaten oder mit Geldstrafe bis zu zehntausend Mark bestraft unbeschadet der Bestrafung wegen Vergehens gegen die Verkehrsregelung der bewirtschafteten Baustoffe auf Grund des Artikels 11, §§ 1 u. 2 der Verordnung über Sondergerichte gegen Schleichhandel und Preistreiberei (Wuchergerichte) vom 27. November 1919 (R. G. Bl. S. 1909 ff), mit Gefängnis und mit Geldstrafe bis zu fünfhunderttausend Mark, und in besonders schweren Fällen mit Zuchthaus bis zu fünf Jahren und mit Geldstrafe bis zu fünfhunderttausend Mark.

3. Diese Anordnung tritt sofort in Kraft.

Charlottenburg, den 1. April 1920. (O.P. W. 1105)

Der Oberpräsident
der Provinz Brandenburg und von Berlin.

Veröffentlicht.

Berlin, den 17. April 1920. (233 B. P. gen.).

Städtische Baupolizei.
Feigell.

Die österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst,

amtliches Fachblatt, ist mit der Zeitschrift „Bergbau und Hütte" verschmolzen worden; die erstere endet mit Nr. 14, die letztere mit Nr. 7 als selbständige Zeitschrift. Die neue Zeitschrift erscheint monatlich unter dem Titel: Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst und das Berg- und Hüttenwesen. Nr. 1 ist am 15. 4. 1920 in Wien erschienen.

Die Technische Messe in Leipzig im Herbst 1920

soll während der Zeit vom 15. bis 21. Aug. abgehalten werden. Sie ist vor die allgemeine Mustermesse gelegt worden, die vom 29. 8. bis 4. 9. währen soll. Die Baumesse findet zugleich mit der Technischen Messe statt.

PATENTBERICHT.

(Wegen der Vorbemerkungen (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. März 1920.

Kl. 19c, Gr. 2. S 49 177. Simmler & Venator, Offenburg, Baden. Verankerung des Eisenbetonbelages für Fußsteige mit dem Untergrund. 1. XI. 18.

Kl. 19c, Gr. 7. Z 10 682. Carl Zwinkau, Berlin, Zossener Str. 50. Anschluß des Pflasters an den Straßenbahnoberbau. 30. XI. 18.

Kl. 20i, Gr. 33. St 31 903. Louis Strauch, Maschinenfabrik, Limbach, Sa. Vorrichtung zum Auslösen eines Gefahrsignals an Lokomotiven. 19. IV. 19.

Kl. 37a, Gr. 5. A 31 850. Alfons Anker, Berlin-Wilmersdorf, Prinzregentenstraße 92. Lehmwand. 5. VI. 19.

Kl. 80a, Gr. 16. E 23 858. Emmericher Maschinenfabrik & Eisengießerei G. m. b. H., Emmerich a. Rh. Ausschiebevorrichtung für Ziegelpressen und ähnliche Maschinen zum Ausschieben der Formen oder Arbeitsstücke. 25. III. 19.

Kl 80b, G. 16. S 49 947. Dr.-Ing. Oscar Smreker, Luzern, Schweiz; Vertreter: Patentanwalt F. A. Hoppen, Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung von Gegenständen aus Kiesbeton mit eingelagerten, bearbeitungsfähigen Stellen aus Asbestzementbeton. 29. III. 19.

Kl. 85c, Gr. 6. D 35 990. Hermann Döring, Berlin-Steglitz, Mariendorfer Str. 9. Verfahren und Einrichtung zum Aufwühlen des Schlamms von Abwässern in Sammelbehältern. 13.VI. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 8. März 20.

Kl. 49e, Gr. 12. E 23 966. Karl Eßer, Köln-Kalk, Wiersbergstr. 25. Vorrichtung zur Zentrierung zylindrischer Stifte als Niete gegenüber den Nietstempeln und zur gleichmäßigen Verteilung des Kopfmaterials auf beide Seiten des Werkstückes. 29. IV. 19.

Kl. 75c, Gr. 5. W 46 662. Henry Welte, Znaim, Mähren; Vertreter: Patentanwälte E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Berlin NW 21. Verfahren zur Erzeugung metallischer Überzüge auf Natur- und Kunststeinen. 26. VI. 15.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. März 1920.

Kl. 20i, Gr. 41. T 22 894. Kurt Trinks, Bamberg, Markusplatz 4. Registrereinrichtung für Eisenbahnsignalstellungen und Zugfahriten. 24. VI. 19.

Kl. 37b, Gr. 1. D 35 567. Johannes Dettmar, Berlin-Steglitz, Uhlandstr. 8. Baustein mit mehreren, im Querschnitt nebeneinander liegenden Öffnungen. 14. III. 19.

Kl. 37b, Gr. 5. M 66 290. Metallwarenfabrik Rhenus, G. m. b. H., Cöln. Verfahren zur unsichtbaren Befestigung von innen genuteten Metallteilen am Mauerwerk mittels aus Bandeisen zu einer Schleife gebogener Dübel mit hakenförmigen Schenkelenden. 26. VII. 19.

Kl. 37d, Gr. 28. Sch 95 530. Paul Schnackerz, Cöln-Höhenberg, Oranienstr. 153. Rolladensicherung. 26. VI. 19.

Kl. 42b, Gr. 21. M 66 578. Adolf Marschall, Kattowitz, O.-Schl., Grundmannstr. 5. Winkelmeßgerät. 25. III. 19.

Kl. 80b, Gr. 1. K 70 372. Dipl.-Ing. Max Künkele, Berlin, Lutherstr. 9. Verfahren zur Herstellung künstlicher, wetterfester Bauwerke und Bausteine. 25. IX. 19.

Kl. 80b, Gr. 1. St 32 137. Dr. Hugo Stoltzenberg, Berlin-Wilmersdorf, Coblenzer Str. 1. Verfahren zur Herstellung von Rauhsand für gewerbliche Zwecke. 30. VI. 19.

Kl. 84a, Gr. 3. P 36 516. Karl Puchner, Bruck a. M. und Richard Hofbauer, Graz; Vertreter: Patentanwälte Otto Siedentopf und Dipl.-Ing. Wilhelm Fritze, Berlin SW 68. Vorrichtung zur Verhinderung von Kolkbildungen an Wehren mit Abschußboden. 5. III. 18. Österreichische Priorität vom 22. VII. 14.

Kl. 84a, Gr. 3. B 70 653. Alfred Blondel, Tournai; Vertreter: Patentanwalt Dagobert Landenberger, Berlin SW 61. Gründung von Gebäuden in wasserhaltigen Boden. 14. II. 13.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. März 1920.

— — — —

B. Erteilungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. März 1920.

— — — —

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 8. März 1920.

Kl. 5b, Gr. 4. 321 117. The Konomax Rock Drill Syndicate, Limited, Johannesburg, Transvaal, Südafrika; Vertreter: Patentanwalt Paul Müller, Berlin SW 11. Gesteinbohrmaschine mit Stufenkolben. 18. X. 16. K 63 147. Großbritannische Priorität vom 21. X. 15.

Kl. 19a, Gr. 14. 320 988. Albert Mathée, G. m. b. H., Aachen. Schraubenklemme zur Verhütung des Schienenwanderns. 6. IX. 16. M 60 173.

Kl. 20i, Gr. 34. 321 037. Arthur Reginald Angus, Minehead, England; Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. B. Geißler, Berlin SW 61. Elektrisch und mechanisch gesteuerte Vorrichtung zum Auslösen von Signalen oder Bremsen auf einem Zug. 23. III. 13. A 23 700.

Kl. 22i, Gr. 1. 321 213. Deutsche Succol G. m. b. H., Neukölln. Verfahren zur Herstellung einer Klebemasse für Dachpappe. 21. VI. 18. D 34 631.

Kl. 37d, Gr. 9. 320 975. Rob. Weber, Dresden. Klappfenster, dessen Flügel am unteren Rande drehbar gelagert ist; Zusatz zu Patent 295 052. 21. XII. 18. W 51 845.

Kl. 37d, Gr. 32. 321 025. Carl Weber, Chicago, Ill. Ver. St. v. N.-A. Vertreter: Patentanwälte Dr. Döllner, Seiler und Mämecke, Berlin SW 61. Verfahren und Einrichtung zum Putzen von Wandflächen. 2. IV. 15. W 46 404.

Kl. 42b, Gr. 23. 321 175. Franz Josef Reuß, Seligenstadt, und Ewald Wintgen, Klein Steinheim. Meßgerät zur Feststellung der Steigungs- und Windungsmaße der Verbindungsstücke für Treppenwangen und Geländer. 12. IX. 19. R 48 374.

Kl. 50c, Gr. 4. 321 009. Paul Beckgaard, Dalby, Schweden; Vertreter: Patentanwalt F. A. Hoppen, Berlin SW 68. Brechbacke für Steinbrecher. 8. X. 18. B 87 560. Schwedische Priorität vom 25. X. 17.

Kl. 65b, Gr. 1. 321 235. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Schiffsaufschleppanlage mit zwei oder mehreren nebeneinanderliegenden Schleppbahnen. 13. III. 19. D 35 560.

Kl. 80b, Gr. 8. 321 158. Martin Gotthard, Sinzig a. Rh. Verfahren zur Herstellung von rauhbleibendem Bodenbelag aus Steinzeug. 28. XII. 13. G 40 703.

Kl. 80b, Gr. 22. 321 199. Carl H. Schol, Allendorf, Dillkreis. Verfahren zum Härten von Schwemmsteinen. 16. II. 18. Sch 52 623.

Kl. 84a, Gr. 5. 299 050 (Kriegspatent). Otto Schuchmacher, Cuxhaven. Unterwasserleitwerk zur Verminderung der Verflachung und Auskolkung von Seehäfen, Kanal- und Dockeinfahrten. 22. IX. 14. Sch 47 812.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. März 1920.

— — — —

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. März 1920.

Kl. 5a, Gr. 3. 321 291. Siemens-Schuckert-Werke G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Schlangenbohrer für Erde und weiches Gestein. 19. III. 16. S. 45 071.

Kl. 20i, Gr. 40. 321 299. Siemens und Halske A.-G., Siemensstadt bei Berlin. Kupplung für Signalflügel. 2. VIII. 18. S 48 730.

Kl. 35b, Gr. 1. 321 313. Karl Dittelbach, Essen-Ruhr, Heerenstr. 13. Kabelkran; Zusatz zum Patent 319 943. 12. VI. 19. D 35 980.

Kl. 35b, Gr. 4. 321 482. Babcock & Wilcox, Limited, London; Vertreter: Patentanwalt C. Schmidtlein, Berlin SW 11. Kran mit einem in senkrechter Ebene schwingenden Ausleger. 29. VII. 13. B 73 312. Englische Priorität vom 13. V. 13.

Kl. 37b, Gr. 1. 321 425. Dipl.-Ing. H. Frettlöh, Augustwalde, Kr. Naugard. Formstein. 12. X. 18. F 43 864.

Kl. 37f, Gr. 8. 321 483. Gaston Hervieu, Suresnes, Frankreich; Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. B. Wassermann, Berlin SW 68. Zusammenlegbares Zelt, insbesondere für Flugzeuge, mit Fachwerkträgern. 1. IV. 13. H 61 960.

Kl. 80a, Gr. 33. 321 327. Chemisches Laboratorium für Tonindustrie und Ton-Industrie-Zeitung, Professor Dr. H. Seeger und E. Cramer, G. m. b. H., Berlin. Verfahren zur Herstellung von Auskleidungsplatten aus gebranntem Ton für Betonrohre. 25. III. 14. C 24 748.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 31. März 1920.

— — — —

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Organisation des Ausbaues der Wasserkräfte. Die Forderung unserer Zeit. Von Artur H. Müller, Regierungsbaumeister a. D. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1920. Preis geh. M. 3,60.

Die Not der Zeit läßt in wachsendem Maße den Wert unserer Wasserkräfte und ihres Ausbaues für unser gesamtes Wirtschaftsleben erkennen. Soll aber das große Ziel der möglichst restlosen Erfassung und Nutzbarmachung unserer Wasserkräfte erreicht werden, dann kann solches nur durch eine großzügige Organisation geschehen, die erst die Herbeiführung der technisch besten Lösung auf gesunder wirtschaftlicher Grundlage ermöglicht. Die vorliegende Schrift beweist, daß ihr Verfasser ein besonders Berufener in dieser Frage ist. In sechs Abschnitten behandelt er die Organisation, die Wirtschaftsform der Großkraftwerke, den Ausbau der Kleinwasserkräfte, die Deutsche Wasserkraft-Gesellschaft (D. W. G), die Aufsichtskörperschaften (Wasserkraftkommissionen) und die Kapital- und Arbeiterfrage. Er fordert in erster Linie die Schaffung derjenigen Organe, die den weiteren Ausbau der Wasserkräfte unter Beachtung der Höchstleistung und der Interessen aller beteiligten Kreise in die Hand nehmen. Die neue Organisation müsse alle jetzt zersplitterten behördlichen Befugnisse zusammenfassen. Es wird im einzelnen dargelegt, wie der allmähliche Ausbau dieser staatlichen Organisation erfolgen könnte. Als Wirtschaftsform der Großkraftwerke wird der gemischtwirtschaftliche Betrieb in der Form einer Aktiengesellschaft empfohlen, wobei die Einzelwirtschaft für die einzelnen Kraftwerke festzuhalten wäre. Auch Kleinkraftwerke sollen gemischtwirtschaftlich organisiert werden, sobald sie der allgemeinen Stromversorgung dienen. Zugleich müsse die Bildung von Triebwerkgenossenschaften angestrebt werden. Die staatliche Organisation müsse hierbei die Initiative in die Hand nehmen und sich ebenso wie an den Großkraftwerken erforderlichen falls auch an diesen Gesellschaften finanziell beteiligen. Sie müsse als Ganzes genommen von der Reichsregierung abgezweigt werden und als selbständiger Wirtschaftskörper dastehen. Ihrer äußeren Form müsse auch ihr Name entsprechen, etwa Deutsche Wasserkraft-Gesellschaft (D. W. G.). Nachdem die Gliederung der D. W. G. dargelegt worden ist, werden schließlich die Aufsichtskörperschaften besprochen, welche die Geschäftsleitung einzusetzen und zu überwachen haben, also die Aufgaben des Aufsichtsrates und der Generalversammlung einer Aktiengesellschaft wahrnehmen müßten.

Mögen die geschickt, klar und überzeugend vorgetragenen Darlegungen des Verfassers bei unseren maßgebenden Behörden Beachtung finden und damit zur Förderung des Neuaufbaues unseres Vaterlandes beitragen. H. Engels.

Das Rohrnetz städtischer Wasserwerke, dessen Berechnung, Bau und Betrieb. Von Ing. Paul Brinkhaus. Mit 37 Tabellen, 177 Textfiguren, 13 Tafeln und zahlreichen Rechnungsbeispielen. 2. verbesserte Aufl. Verlag R. Oldenbourg, 1919. 326 S. Bd. XVI von Oldenbourgs Technischer Handbibliothek. Preis 22 M.

Das Buch enthält gegenüber der 1912 erschienenen 1. Auflage eine Reihe von Verbesserungen, z. B. sind die Tabellen zum Teil gekürzt und vereinfacht.

Verfasser sagt im Vorwort: Das Buch sei für den praktischen Gebrauch gedacht und besonders für junge Techniker bestimmt, um ihnen die praktischen Winke zu geben, die man sich sonst erst in mehrjähriger Praxis erwerben kann.

Mit diesen Worten kennzeichnet der Verfasser das Buch treffend. Es ist in erster Linie für Mittelschultechniker geeignet und bringt das für diese erforderliche Rüstzeug in vorzüglicher Weise, ohne sich in tiefere Probleme zu verlieren. Es ist klar in Anordnung und Darstellung, ein gutes Handbuch für den täglichen Gebrauch für Berechnung, Bau und Betrieb.

Den Kreisen, für welche das Buch bestimmt ist, und zu denen ich auch den jungen Akademiker rechne, solange er ungeübt und ohne eigene praktische Erfahrung ist, empfehle ich das Buch warm.

K. A. Hoepfner-Karlsruhe Bd.

Über neue Formen von Hochbrücken bei tiefliegendem Gelände. Von Dr.-Ing. G. Müller. Engelmann, Leipzig 1914. Preis M 6,—.

In einem Inhaltsauszug, den der Verfasser gewissermaßen als Richtlinie bei einer Besprechung mitgibt, bezeichnet er als Ziel der Untersuchung, die sich an den gereiften Brückenbauer wende, die Formgebung für das besonders schwierige Gebiet der Hochbrücken von 100—200 m Spannweite bei 42 m lichter Höhe in flachem Gelände und fährt fort: „Verfasser wählt in sehr glücklicher Weise den Weg, die Entstehung eines Entwurfes in seiner Entwicklung zu zeigen ... Wir erkennen, wie die hergebrachten Lösungen versagen... und er schließlich zu eigenartigen, ungewohnten Formen kommt. Das Ergebnis sind wirkliche Minimumlösungen. Als solche wirken sie, trotzdem es Balkenbrücken sind, so gar nicht durch ihre Massen, sondern durch vollkommen und überraschend klare Gliederung überaus leicht. Der Verfasser, dem es sicher nicht an Eingebungen gebricht, bekennt sich bemerkenswerterweise zu dem Gebot größter Einfachheit in den Linien. — — — Die Entwürfe zeigen trotz allem Verzicht auf billige, landläufige Wirkungen doch große Linien und zeugen von überlegenem Können. Als Stilschöpfungen haben sie vielleicht eine Parallele in den modernen Geschäftshäusern, für die Messel so glückliche Formen gefunden hat." Ich kann dieser Selbstbesprechung nicht beipflichten und habe das Buch mit einiger Enttäuschung aus der Hand gelegt. Die Form einer technisch und zugleich künstlerisch befriedigenden Hochbrücke muß erst noch gefunden werden. Die Brücke bei Holtenau nach dem Entwurf des Verfassers hat ja manche Vorzüge und niemand wird ihm die Freude über sein Werk verdenken. Seine Ansicht, daß sie auch künstlerisch befriedige, wird aber wohl kaum allgemein Anklang finden und seine Kritik der Rendsburger Brücke ist zwar im wesentlichen berechtigt, der Gegenentwurf des Verfassers zeigt aber derartig eigenartige, ungewohnte Formen, daß sich wohl nur wenige dafür entscheiden werden. Gewiß steckt in diesem Entwurf E 8 und wohl auch in dem Versuch 6 ein entwicklungsfähiger Gedanke, aber andere Entwürfe, insbesondere der Entwurf E 10, den der Verfasser für die Kanalbrücke bei Hochdonn vorschlägt, sind entschieden verunglückt. Es handelt sich hier um einen Viadukt etwa von der Form der Berliner Hochbahn mit Stützweiten von 144 m bei etwa 33 m lichter Höhe. Unter diesen werden nun in 48 m Abstand in jeder Öffnung 2 Pendelpfeiler gestellt! Wenn der Verfasser, statt nur Aufrisse in einfachen Linien zu zeichnen, auch ehrlich gezeichnete Perspektiven oder noch besser genau maßstäbliche Modelle benutzt hätte, so wäre er selbst vielleicht zu etwas anderem Urteil über seine Entwürfe gelangt. Der ausgeführte Entwurf für Hochdonn wirkt als reiner Nützlichkeitsbau ohne künstlerische Ansprüche in der flachen Landschaft sicher besser!

Die Aufgabe ist schwer, wahrscheinlich überhaupt nicht vollkommen zu lösen und es ist dankbar anzuerkennen, daß der Verfasser auch seine verunglückten Versuche mitveröffentlicht. Schon wenn man sieht, wie man es nicht machen kann, ist etwas gewonnen. Das Buch wirkt jedenfalls anregend und sein Studium kann jedem, der sich mit ähnlichen Aufgaben zu befassen hat, empfohlen werden, selbst wenn man mit der Beurteilung der Entwürfe durch den Verfasser nicht durchweg übereinstimmt. Müllenhoff.

Die Rechtskunde des Ingenieurs. Von Dr. jur. Richard Blum, Ingenieur. Zweite, verbesserte Auflage. Julius Springer, Berlin 1918. geb. M. 16,— und Teuerungszuschläge.

Ein Handbuch für Technik, Industrie und Handel nennt der Verfasser sein neunhundert Seiten starkes Kompendium aller Rechtsgebiete, dessen Entstehung dem Gedankengang entsprungen ist, daß heute mehr denn je die fachliche Ausbildung zu jedem praktischen Berufe ergänzt werden muß durch ein solides Gerüst allgemein wirtschaftlich-juristischer Kenntnisse.

Der Partikularismus, die auf politischem Gebiet so verhängnisvolle Eigenschaft des Deutschen, hat auf wissenschaftlichem Gebiet eine Parallele in dem Spezialistentum und dem hierauf beruhenden Mangel an Synthese aufzuweisen. Wie innerhalb der einzelnen Disziplinen dieses Spezialisieren immer weiter um sich gegriffen hat (natürlich anderseits sehr zum Nutzen dieser Disziplin), so haben sich die einzelnen Wissenschaftszweige untereinander entsprechend voneinander entfernt; und besonders tiefgehend ist die Kluft zwischen den (übertriebenerweise) sogenannten „Geisteswissenschaften" und den technischen Disziplinen. Was speziell die Vorbildung zum Richter und Verwaltungsbeamten betrifft, so hat man schon vor dem Kriege eingesehen, daß ihr in ganz bedeutendem Umfang die praktische Allgemeinausbildung nach der wirtschaftlichen und technischen Seite fehlte; Anfänge in der Ausmerzung der sich hieraus ergebenden Fehler sind gemacht worden, wenngleich noch weit einschneidendere Maßnahmen auf diesem Wege dringend erforderlich sind. Insbesondere beginnt das früher als unantastbar betrachtete Vorrecht des Fachjuristen auf Verwaltungsstellen zu wanken; erfreulicherweise sieht man bereits hier und da Techniker als Bürgermeister u. dgl. Jedoch je weiter die einzelnen Gebiete, jedes für sich, sich ausdehnen, desto mehr nähern sie sich einander. Und so ist denn auch seit längerer Zeit die Anschauung im Wachsen, daß auch der Techniker mit einer gediegenen Fachbildung allein den vielgestaltigen Anforderungen des heutigen Wirtschaftslebens nicht mehr gerecht werden kann.

Diese Ursache des Problems birgt auch gerade seine Schwierigkeiten in sich. Denn schon jetzt ist jeder einzelne Wissenszweig derart umfangreich, daß eine Gesamtbeherrschung kaum mehr möglich erscheint. Welche Wege dazu geeignet sind, das auf der anderen Seite unabweisbare Bedürfnis einer gegenseitigen Durchdringung zu befriedigen (Ferienkurse, Austauschvorlesungen u. a. m.), das bildet den Gegenstand eingehender Erwägungen der zuständigen Kreise.

Das vorliegende Buch bildet ein außerordentlich begrüßenswertes Bindeglied, dieses Mal vom Techniker zum praktischen Rechts- und Wirtschaftsleben hinüber. Der Verfasser sagt selbst: „Der Titel „Rechtskunde des Ingenieurs" soll dasjenige bedeuten und in sich schließen, was der Ingenieur einmal als Staatsbürger, als Mitglied des Gemeinwesens und zweitens in seinem eigentlichen Berufe als Ingenieur wissen muß, nicht etwa ein besonderes, für den Ingenieur geschaffenes Recht; denn ein solches gibt es nicht."

In zwei Teile: Allgemeine Rechtskunde und Besondere Rechtskunde ist das Werk eingeteilt. Der erste Teil enthält einen kurz gefaßten Überblick über das gesamte öffentliche und private Rechtsgebiet. Er scheint mir der weniger gelungene Teil des Buches zu sein, wenn ich auch nicht verkenne, daß es sich für den Verfasser hier um die oben erwähnte, grundsätzliche Forderung handelt, nicht nur für den Ingenieur, sondern auch für den Menschen und Bürger das Erforderliche zusammenzustellen. In Anbetracht der Raumersparnis muß sich hier der Verfasser auf das Allernotwendigste beschränken; anderseits bedingt der zweite Teil auf einigen Gebieten Wiederholungen. So bleibt vielleicht manches unverständlich, vieles (z. B. Zivil- und Strafprozessuales) uninteressierend. Erwünscht wäre die Ergänzung dieses Teiles durch einen Abschnitt über die allgemeine Behördenorganisation im Reich und den Staaten, die dem Laien manchmal Schwierigkeiten bereitet und deren Kenntnis für ihn doch so wichtig ist.

Ausgezeichnet scheint mir der Verfasser im zweiten Teile die Aufgabe gelöst zu haben, einzelne für den Ingenieur besonders wichtige Rechtgebiete eingehender zu behandeln. Zum Zwecke des besseren Verständnisses wählt er hier den Weg des Produktionsvorganges: Von allem Drum und Dran bei der Gründung und dem Bau einer Fabrik ausgehend bespricht er die Rechtsverhältnisse des Betriebes und des Vertriebes. Es dürfte hier kaum ein rechtlich relevanter Vorgang vergessen sein: Besonders gelungen scheint mir in ihrer Übersichtlichkeit und Verständlichkeit die Darstellung des auch für den Fachmann nicht ganz einfachen Gebietes des Verzuges beim Handelskauf und der mit der Lieferung der Ware zusammenhängenden Fragen der Mängelhaftung usw. Vermißt habe ich eine eingehendere Behandlung des doch speziell für den Bauingenieur wichtigen Hypothekenrechtes im besonderen Teil. Ferner wäre es für den Laien erwünscht, bei der Behandlung der einzelnen Gesellschaftsformen Gesichtspunkte zu erhalten, in welcher Hinsicht und bei welchen Gelegenheiten die eine oder die andere Form in Betracht kommt. Überhaupt kann der Anschaulichkeit nicht genug durch Beispiele aus der Praxis Rechnung getragen werden. Nicht ganz klar ist der Unterschied zwischen den § 1 und § 2 HGB. herausgearbeitet. Sinnentstellende Drucktehler finden sich auf S. 410 (§ 124b G. O., statt § 124 B. G. B. und § 125 G. O. statt § 124b G. O.) und auf S. 502 Ziff. 5 (Verwirkung statt Verwertung).

Alle diese kleinen Ausstellungen und Wünsche sollen jedoch den Dank nicht einschränken, den der Verfasser sich durch die fleißige und gründliche Arbeit verdient hat, die jedem Techniker, Fabrikanten und Kaufmann das im Wirtschaftsleben unbedingt notwendige Rüstzeug bietet. Dem Werk ist daher weiteste Verbreitung zu wünschen.

Rechtsanwalt Dr. Weiß, Heidelberg.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang 15. Juni 1920 Heft 11

DIE NEUEN PREUSSISCHEN HOCHBAUBELASTUNGSVORSCHRIFTEN.

Von Dr.-Ing. Ellerbeck, Regierungs- und Baurat, Berlin.

In Nr. 8 des Zentralblatts der Bauverwaltung vom 28. Januar d. J. sind die am 24. Dezember 1919 von dem preußischen Minister für Volkswohlfahrt zugleich im Namen des Ministers der öffentlichen Arbeiten erlassenen Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe abgedruckt. Sie treten an die Stelle der bekannten, teilweise auch in anderen deutschen Ländern beachteten Bestimmungen und Berechnungsgrundlagen vom 31. Januar 1910 und der zahlreichen zur Ergänzung und Erläuterung dieser ergangenen Erlasse, doch bleiben neben den neuen Vorschriften mehrere Bestimmungen verwandten Inhalts in Kraft, insbesondere der Erlaß der Minister der öffentlichen Arbeiten und für Handel und Gewerbe, betreffend die Berechnung von Schornsteinen vom 30. April 1902[1]), die Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und Beton vom 13. Januar 1916 einschließlich der Musterbeispiele vom 3. Juni 1919 und der Runderlaß des Staatskommissars für das Wohnungswesen, betreffend die baupolizeiliche Behandlung ebener Steindecken vom 23. November 1918[2]).

Die bisherige Zweiteilung der Vorschriften in Bestimmungen für die Staatsbauverwaltung und Berechnungsgrundlagen für die Baupolizei, die übrigens nicht immer beachtet wurde, ist zum Vorteil für die Sache aufgegeben, so daß nunmehr eine einheitliche für Staatsbauten und Baupolizei gleichmäßig geltende Fassung vorliegt.

Bei außergewöhnlich großen Eisenbauwerken, als hohen Turmmasten, großen Luftschiffhallen und hohen Kranbauten, können den Verhältnissen des Einzelfalles entsprechend höhere Anforderungen insbesondere hinsichtlich der Belastung durch Schnee und Winddruck und der Knicksicherheit mehrteiliger Stäbe gestellt werden.

Die neuen Vorschriften gliedern sich in 4 Hauptabschnitte:

A. Eigengewichte der gebräuchlichsten Baustoffe und Baukörper sowie einiger Füll- und Lagerstoffe,

B. Eigengewichte von Bauteilen,

C. Belastungen,

D. zulässige Beanspruchung der Baustoffe und des Baugrundes,

wobei Abschnitt D wieder in zwei Teile zerfällt, von denen Teil I allgemeine Vorbemerkungen und Teil II die Sonderbestimmungen für Eisen, Holz, Mauerwerk aus natürlichen und aus künstlichen Steinen und für den Baugrund enthält[3]).

Der den Bestimmungen als Eingang voraufgeschickte Vermerk: „Wenn nicht besondere Nachweise geführt werden, sind die folgenden Eigengewichte und Beanspruchungen maßgebend" läßt der Möglichkeit Raum, auf Grund entsprechender Nachweise auch andere als die angegebenen Gewichte und Spannungszahlen anzuwenden, was z. B. bei neuen Bauweisen für Decken oder Holzbinder in Betracht kommen kann.

Von den durch den neuen Erlaß getroffenen Änderungen sind diejenigen hervorzuheben, die zur Förderung der Wirtschaftlichkeit eine bessere Ausnutzung der Baustoffe und damit ein sparsameres Bauen ermöglichen. Erleichterungen nach dieser Richtung sind meist nicht etwa durch bloßes Herab- bzw. Heraufsetzen der bisher maßgebend gewesenen Belastungszahlen und Spannungswerte erreicht, sondern in der Regel vielmehr dadurch, daß eine weitergehende Unterscheidung ungleichwertiger Baustoffe und unterschiedlicher Belastungsfälle eingeführt und die anzunehmenden Zahlenwerte dementsprechend abgestuft wurden.

Die Gewichtsangaben der Abschnitte A und B mögen hier übergangen werden.

Unter den Belastungen nehmen die Deckennutzlasten den ersten Rang ein. Schon durch frühere Erlasse des Ministers der öffentlichen Arbeiten und des Staatskommissars für das Wohnungswesen waren für Klein- und Mittelhäuser die in Ansatz zu bringenden Deckennutzlasten von 250 auf 150 kg/qm ermäßigt worden. Man vergleiche darüber die mit Runderlaß vom 26. 3. 17 mitgeteilten Leitsätze zur Förderung von Kleinhaussiedelungen und Kleinhausbauten[4]), den Entwurf zu einer Sonder-Baupolizeiverordnung für Kleinhäuser[5]) und den Runderlaß betreffend baupolizeiliche Erleichterungen für Mittelhäuser vom 10. 2. 19[6]). Die neuen Vorschriften setzen allgemein die regelmäßig anzunehmenden Nutzlasten für Decken in Wohngebäuden, Kontorhäusern und Dienstgebäuden sowie für Läden mit weniger als 50 qm Grundfläche von 250 auf 200 kg/qm, diejenigen für Klassenzimmer in Schulen und Hörsäle sowie für die Holztreppen in Klein- und Mittelhäusern einschließlich der Podeste und Zugänge von 500 auf 350 kg/qm herab.

Für Werkstätten und Fabriken mit schwerem Betrieb, für stark belastete Lagerräume und dgl. ist die Nutzlast in jedem Einzelfalle zu ermitteln.

Für das Gewicht von geputzten Holzwänden, Gipsdielen- und Drahtputzwänden und ähnlichen Wandanordnungen kann statt eines genauen Nachweises der Wandgewichte ein Zuschlag zur gleichförmig verteilten Deckennutzlast eingeführt werden. Dieser Zuschlag muß bei Wänden bis 6,5 cm Stärke mindestens 75 kg/qm, bei Wänden bis 13 cm Stärke mindestens 150 kg/qm betragen. Neben Nutzlasten, die zu 500 kg/qm anzunehmen sind, erübrigt sich ein solcher Zuschlag.

Nach einer weiteren neu eingeführten Bestimmung werden für die Bemessung von Bauteilen, die die Lasten mehrerer Geschosse aufzunehmen haben (Stützen, Unterzüge, Wandpfeiler, Grundmauern und dergl.) die anzunehmenden Nutzlasten je nach der Anzahl der den Bauteil belastenden Decken abgestuft. Wirken die Lasten mehrerer Decken zusammen auf denselben Bauteil, so ist nicht zu erwarten, daß bei jeder von ihnen die Belastung gleichzeitig den für eine einzelne Decke in Betracht zu ziehenden Höchstwert erreicht, daher ist in solchem Falle eine Ermäßigung der Belastungszahlen — Staffelung — zulässig. (Ausnahmsweise, z. B. bei Lagerräumen, trifft das freilich nicht zu, denn bei solchen liegt die gleichzeitige volle Belegung aller Böden im Rahmen der Möglichkeit.)

[1]) Zentralblatt der Bauverw. 1902 S. 297.
[2]) Ebenda 1918 S. 505.
[3]) Eingehender werden die neuen Vorschriften vom Verfasser in einem Aufsatz behandelt, der in den Nummern 7, 9 und 10 des Zentralbl. d. Bauverw. abgedruckt und auch in Buchform bei Ernst und Sohn zu Berlin erschienen ist. Diesem Aufsatz ist ein Teil der folgenden Angaben entnommen.

[4]) Zentralbl. d. Bauverw. 1917 S. 201.
[5]) Ebenda 1918 S. 167.
[6]) Ebenda 1919 S. 93.

In solchen Fällen sind die Nutzlasten der Dachgeschosse und der beiden obersten den betreffenden Bauteil belastenden Vollgeschosse (Vollgeschoß steht hier einfach im Gegensatz zu Dachgeschoß) mit dem vollen Betrag einzusetzen; von der Nutzlast der folgenden Stockwerke darf dagegen ein von Geschoß zu Geschoß um 20 % bis zum Höchstbetrag von 80 % wachsender Bruchteil in Abzug gebracht werden, so daß dafür der Reihe nach 80, 60, 40, 20 % der vollen Nutzlast in Ansatz zu bringen sind.

Die auf das Grundmauerwerk entfallenden Deckennutzlasten eines großstädtischen Wohnhauses mit sechs Vollgeschossen und einem die Bodenräume enthaltenden Dachgeschoß waren nach den bisherigen Vorschriften je qm anzusetzen mit $125 + 6 \cdot 250 = 1625$ kg, nach den neuen Bestimmungen mit $125 + (1 + 1 + 0{,}8 + 0{,}6 + 0{,}4 + 0{,}2) \cdot 200 = 925$ kg, das sind rd. 57 % des soeben angegebenen Wertes.

Für Lagerräume, Speicher, Werkstätten- und Fabrikgebäude für schweren Betrieb sowie für große Warenhäuser ist eine derartige Belastungsermäßigung durch Staffelung ausgeschlossen.

Für wagerechte oder ganz flach geneigte Dächer, die zum zeitweiligen Aufenthalt von Menschen, also etwa als Spiel- oder Erholungsplätze oder zur Beobachtung benutzt werden können, ist eine Nutzlast von 250 kg/qm einzuführen, neben einer solchen bleibt dann aber Belastung durch Schnee und Wind außer Betracht.

Neu eingeführt ist auch die Vorschrift betreffend die Seitenkraft auf die Abschlußgeländer von Treppen und Balkonen, die im allgemeinen 40 kg/m, in Theatern, Lichtspielhäusern und bei Versammlungsräumen indes 100 kg/m betragen soll.

Die bisher in den Bestimmungen für Staatsbauten angeführte, aber in die Berechnungsgrundlagen nicht übernommene Vorschrift, daß in der Mitte der einzelnen Dachteile (Sparren, Pfetten, Sprosseneisen usw.) eine Nutzlast von 100 kg für einzelne, das Dach bei Wiederherstellungsarbeiten oder zur Reinigung betretende Personen anzunehmen ist, wurde in erweiterter Fassung in die neuen Bestimmungen aufgenommen, ist jedoch — ebenso wie die Bestimmung über die anzunehmende Schneelast — für Gewächshäuser, die der Aufzucht dienen und nicht zum Aufenthalt von Menschen bestimmt sind, außer Kraft gesetzt.

Die Schneebelastung einer wagerechten Fläche ist wie bisher zu mindestens 75 kg/qm anzunehmen; für die bei geneigten Flächen zulässigen Ermäßigungen dieser Belastungszahl wird in den Vorschriften eine Tafel mitgeteilt. Bei Dächern, die steiler geneigt sind als 1 : 1, darf von einer Berücksichtigung der Schneelast ganz abgesehen werden. Zur richtigen Beurteilung der Bedeutung dieser Erleichterung ist zu beachten, daß damit im Grunde genommen nur das gleichzeitige Auftreten einer auf dem steilen Dache ruhenden Schneelast und heftigsten Sturmes der Berücksichtigung entzogen wird.

Die Vorschriften über Winddruck sind weitgehend umgearbeitet, insbesondere ist eine Abstufung nach der Höhenlage der vom Wind getroffenen Fläche vorgesehen und eine Ermäßigung zur Berücksichtigung dauernd vorhandenen Windschutzes zugelassen.

Die untere Grenze für den Wert w_0 ist von 125 auf 100 kg/qm herabgesetzt, die obere Grenze von 150 kg/qm ist im allgemeinen beibehalten, jedoch werden für Gegenden mit besonders großen Windstärken, namentlich an der Küste und im Gebirge, Zuschläge von 25 bis 50 % verlangt. Daraus ergibt sich im Höchstfalle ein Winddruck von 225 kg/qm.

Die in den bisherigen Bestimmungen enthaltene Sondervorschrift betreffend die Untersuchung freistehender, nicht durch Querwände versteifter Gebäude auf Standsicherheit gegen Winddruck ist aufgehoben, dagegen ist besonders zum Ausdruck gebracht, daß — wie ja auch sonst üblich — Gebäude, die durch Wände und Decken hinreichend ausgesteift sind, in der Regel nicht auf Winddruck untersucht zu werden brauchen. Bei hohen Bauwerken mit kleiner Grundfläche kann die sinngemäße Anwendung des oben erwähnten Erlasses über die Berechnung der Standfestigkeit von Schornsteinen vom 30. 4. 1902 verlangt werden.

In den Vorbemerkungen unter Abschnitt D. I. wird zunächst die Berechnung der auf Knicken beanspruchten Bauglieder aus Eisen und Holz erörtert. Grundlegend bleibt die in Preußen auch bisher angewandte Berechnungsweise nach der zweiten Eulergleichung, doch sollen andere Berechnungsarten nicht ausgeschlossen sein, und es sind, meist in Anlehnung an den ministeriellen Runderlaß vom 10. 3. 1912 betreffend die Berechnung und Ausbildung solcher Bauglieder, die der Gefahr des Knickens ausgesetzt sind[7]), weitere eingehende Bestimmungen getroffen. Überschreitet die der Eulerformel entsprechende Knickspannung wesentlich die Proportionalitätsgrenze des Baustoffs, so ist danach eine Nachprüfung der Knicksicherheit nach einem anderen Verfahren zu empfehlen und unter Umständen zu verlangen. Für diese Nachprüfung dürfte in erster Linie eine Anwendung der Tetmajergleichung in Frage kommen, doch ist kein bestimmtes Verfahren vorgeschrieben, vielmehr sind Einzelbestimmungen ausdrücklich bis nach Abschluß der in Aussicht genommenen eingehenden Versuche und Forschungen auf diesem Gebiet vorbehalten. Teilweise neu ist auch die Vorschrift: „Liegt neben Knickung exzentrischer oder quer gerichteter Kraftangriff vor oder ist bei einer Stütze die Möglichkeit vorhanden, daß sie einem solchen ausgesetzt wird (z. B. in Fabriken und Lagerhäusern), so hat die Untersuchung der Standfestigkeit sich auch auf die hierbei eintretenden größten Kantenpressungen zu erstrecken. Nur unter dieser Voraussetzung dürfen die unteren Werte der Spannungszahlen überschritten werden. In besonders wichtigen Fällen kann verlangt werden, daß bei der Ermittlung der infolge von exzentrisch oder quer gerichteten Kraftangriffen eintretenden Beanspruchungen das Maß der Ausbiegung berechnet und als Hebelsarm der Längskraft eingeführt bzw. dem Hebelsarm der exzentrisch wirkenden Längskraft zugerechnet, oder daß statt dessen das Angriffsmoment um den Wert $\frac{Pl}{200}$ vermehrt wird, wobei P die Längskraft bedeutet."

Demgegenüber bestimmen die Eisenbetonvorschriften vom 13. 1. 1916 unter § 17 Ziffer 10: „Ist eine Stütze exzentrisch belastet oder ist die Möglichkeit vorhanden, daß sie seitliche Drucke erhält (z. B. in Fabriken und Lagerhäusern), so sind neben dem Nachweis der Knicksicherheit die größten Kantenpressungen nach der Gleichung $\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$ zu ermitteln. Beträgt die Höhe der Stütze mehr als das 20-fache der kleinsten Querschnittsabmessung, so ist M noch um den Wert $P \cdot \frac{l}{200}$, der der Wirkung der Knickkraft am Hebelsarm der Durchbiegung Rechnung tragen soll, zu vermehren." Dazu sei bemerkt: Eine Berücksichtigung der Ausbiegung als Hebelsarm der Längskraft P bzw. als Vergrößerung ihrer Exzentrizität führt allgemein ungefähr zu demselben Ergebnis, als wenn man das ohne Berücksichtigung der Formänderung ermittelte Angriffsmoment M_0 um den Wert $\frac{1}{\nu - 1} M_0$ vermehrt, also statt M_0 den Wert $\frac{\nu}{\nu - 1} M_0$ in die Rechnung einführt, wobei ν den Sicherheitsgrad gegen Knicken im Sinne der Eulergleichung für den ausschließlich durch die Achsialkraft P belastet gedachten Stab bedeutet $\left(\nu = \frac{\pi^2 E J}{P}\right)$. Eine Vermehrung des Angriffsmomentes M_0 um den Betrag $\frac{Pl}{200}$, also der Ersatz des Wertes M_0 durch $M = M_0 + \frac{Pl}{200}$ stellt eine derbere Maßnahme zur Erzielung hinreichender Sicherheit dar, die zu größeren Werten

[7]) Ebenda 1912 S. 153.

M und demgemäß zu stärkeren Querschnittsabmessungen führt. Während nun aber die Eisenbetonbestimmungen ausdrücklich die Beziehung $\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$ anführen, die die Kantenpressungen für einen auf Druck und Biegung beanspruchten Stab angibt, schließen die Hochbaubelastungsvorschriften nicht aus, daß die Anwendung eines die Sicherheit gegen Knicken und Biegung in vollkommenerer Weise gleichzeitig berücksichtigenden Verfahrens verlangt wird, ohne freilich ausdrücklich eine dahingehende Vorschrift zu geben. Zur gleichzeitigen Berücksichtigung von Biegung und Knickbeanspruchung kann zweckmäßig die Beziehung dienen $\frac{M}{W} \leqq \frac{\nu - \nu'}{\nu} \mathfrak{S}_d$ [8]), worin ν wieder den vorhandenen, ν' den verlangten (bzw. vorgeschriebenen) Sicherheitsgrad gegen Knicken und $\mathfrak{S}_d$ die zulässige Druckbeanspruchung bedeutet. Die Gleichung gilt allgemein, z. B. auch bei Anwendung der Tetmajerformel, nur sind dann die dieser entsprechenden Sicherheitsgrade einzuführen usw.

(Nach der hier bevorzugten Eulergleichung ist zur Erzielung der Knicksicherheit ν' ein bestimmtes Trägheitsmoment J' erforderlich, für dessen Berechnung in den Vorschriften Gebrauchsformeln mitgeteilt werden. Für Flußeisenstäbe gilt danach bei fünffacher Sicherheit $J' = 2{,}38\ P\,l^2$ oder rd. $2{,}50\ P\,l^2$, bei vierfacher Sicherheit $J' = 1{,}90\ P\,l^2$ oder rd. $2{,}00\ P\,l^2$, worin P in t, l in m einzusetzen ist, während J sich in cm^4 ergibt. Führt man in die obige Gleichung nach einfacher Umformung die aus diesen Formeln sich ergebenden runden Werte ein, so gelangt man zu den recht übersichtlichen Beziehungen:

für $\nu' = 5$

$$W \geqq \frac{M}{\mathfrak{S}_d} + \frac{2{,}5\ P\,l^2}{a}, \qquad J \geqq 2{,}5\ P\,l^2 + a\,\frac{M}{\mathfrak{S}_d},$$

für $\nu' = 4$

$$W \geqq \frac{M}{\mathfrak{S}_d} + \frac{2{,}0\ P\,l^2}{a}, \qquad J \geqq 2{,}0\ P\,l^2 + a\,\frac{M}{\mathfrak{S}_d},$$

in denen wie üblich W und J das Widerstands- und Trägheitsmoment des Querschnittes bedeuten und a den Abstand der „äußersten gedrückten Faser" von der maßgebenden Schwerachse bezeichnet. Eine Ausdeutung erscheint entbehrlich.)

Weitere Sonderbestimmungen beziehen sich auf die Einzelausbildung von gedrückten eisernen Bauwerksgliedern, insbesondere von Stäben, deren Einzelteile durch Vergitterung oder Bindebleche miteinander verbunden sind. Ausnahmsweise kann bei solchen Stäben eine besondere Berechnung der Einzelteile auf Standsicherheit verlangt werden; über das dabei anzuwendende Verfahren werden keine Angaben gemacht.

Ein bestimmtes Höchstmaß für die Durchbiegung von Trägern ist nicht allgemein vorgeschrieben, soll aber in besonders gearteten Fällen verlangt werden, so insbesondere bei stark beanspruchten Transmissionsträgern sowie bei denjenigen über 7 m langen Trägern und Unterzügen, die ein Gebäude aussteifen und an Stelle der sonst vorhandenen Quer- und Längswände treten. In solchen Fällen soll die Durchbiegung ein Fünfhundertstel der freien Länge nicht überschreiten.

Bei der Berechnung der Angriffsmomente eines Trägers ist als Stützweite die Entfernung der Auflagermitten einzuführen. Bei Lagerung unmittelbar auf dem Mauerwerk gilt als Stützweite die um mindestens $^1/_{20}$ vergrößerte Lichtweite.

Die Werte für die zulässige Beanspruchung des Eisens sind nahezu unverändert beibehalten. Für ihre Anwendung ist ausreichende Sicherung gegen Verrosten als Vorbedingung neu eingeführt. Hinzugefügt ist auch die Bestimmung: Führen Festigkeitsberechnungen bei verbundenen Eisenkonstruktionen zu sehr kleinen Blech- und Profilstärken, so sind bei Hauptkonstruktionsteilen mit Rücksicht auf Fehler bei der Ausführung und Rostgefahr größere Abmessungen zu wählen. Dies gilt nicht für Bauwerke und Konstruktionsteile zu vorübergehenden Zwecken und von untergeordneter Art, wie Gartenzelte, Vorgartenüberdeckungen, Einfriedigungen u. dgl.

Für die zulässige Beanspruchung des Holzes gilt nachfolgende Tafel, die gegenüber den Angaben der Bestimmungen vom 31. 1. 1910 erweitert ist:

Nr.	Holzart	Zulässige Beanspruchung parallel zur Faser kg qcm			
		Zug	Druck	Biegung	Abscherung
1	2	3	4	5	6
1	Eichenholz } gesundes trockenes	100	80	100	10
2	Kiefernholz } Holz von einwand-	100	60	100	10
3	Fichtenholz } freier Beschaffen-	90	50	90	8
4	Tannenholz } heit	80	50	80	8

Abgesehen von dem Grenzwert für die Beanspruchung des Eichenholzes auf Abscheren, der mit Rücksicht auf Risse den früheren Bestimmungen gegenüber ermäßigt ist, sind die auch bisher für die Baupolizei maßgebenden Grenzzahlen aus den „Berechnungsgrundlagen" vom 31. 1. 1910 und einem ergänzenden Ministerialerlaß betreffend die Beanspruchung von Fichten- und Tannenholz unverändert beibehalten. (Für Staatsbauten waren in den „Bestimmungen" je zwei Grenzwerte angegeben, von denen die niedrigeren mit den Zahlen der Berechnungsgrundlagen übereinstimmten. Dabei war für Kiefernholz Astfreiheit vorausgesetzt.) [9])

Bei Bauten für vorübergehende Zwecke (Rüstungen, Ausstellungshallen u. dgl.) dürfen die Zahlen um 25 % erhöht werden. Eine solche Bestimmung enthielten die Berechnungsgrundlagen nicht (während für Staatsbauten eine Erhöhung bis zu 50 % zugestanden wurde).

Stützen und gedrückte Bauglieder müssen eine 7- bis 10-fache Knicksicherheit nach Euler besitzen, wobei die untere Grenze nur für vorübergehende Bauten gilt.

Auf die Abnahme der Widerstandsfähigkeit des Holzes bei Durchnässung ist besonders hingewiesen.

In die Vorschriften über die Beanspruchung von Mauerwerk aus künstlichen Steinen sind Schlackensteine und Hochofenschwemmsteine (Schlackenleichtsteine) neu auf-

[8]) Eingehend begründet findet sich diese Gleichung in dem in Fußnote 3 erwähnten Aufsatz, ihr Ergebnis deckt sich vollkommen mit demjenigen des Vorschlags von Krohn im Zentralbl. d. Bauverw. 1917 S. 441, nach dem in der Gleichung für die Kantenpressung der Wert P durch $P\,\frac{\mathfrak{S}_d}{\mathfrak{S}_k}$ ersetzt werden soll.

[9]) In Nr. 3/4 der Zeitschrift „Der Holzbau" behandeln Regbmstr. Dr.-Ing. Jackson und Dr.-Ing. Gesteschi in zwei Aufsätzen die Frage der zulässigen Holzbeanspruchung mit Berücksichtigung der neuen Hochbaubelastungsvorschriften. Auf den Inhalt der Aufsätze konnte noch nicht eingegangen werden, nur sei kurz bemerkt: die von Herrn Jackson aus dem Werk der Prof. Bach und Baumann „Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien" entnommene Zahlentafel für die Festigkeitseigenschaften der „in den neuesten Bestimmungen gekennzeichneten Holzarten" ist an dieser Stelle insofern irreführend, als sie unter der Bezeichnung „Tanne" Festigkeitszahlen enthält, die sich gar nicht auf die in den Bestimmungen ausdrücklich gekennzeichnete Weißtanne beziehen, sondern auf Nadelhölzer verschiedener botanischer Zugehörigkeit, die dort unter dem Sammelnamen „Tanne" zusammengefaßt sind. Die dem Werke „Gewerbliche Materialkunde" entnommenen, aus sehr stark von einander abweichenden Versuchsergebnissen verschiedener Herkunft abgeleiteten Festigkeitsmittelwerte sind für den vorliegenden Zweck nicht hinreichend beweiskräftig. — Eine in der gleichen Nummer der genannten Zeitschrift abgedruckte Erklärung des Geschäftsführers des Deutschen Holzbauvereins gibt an, der neue Erlaß bedeute eine Verteuerung aller Holzkonstruktionsbauten um 25 %; diese Behauptung ist, wie schon aus obigen Darlegungen hervorgeht, unbegründet, sie erscheint vollends hinfällig, wenn man die erörterte Herabsetzung mancher Belastungsannahmen, insbesondere die nach den neueren Erlassen zulässige Verminderung der anzunehmenden Deckennutzlast in Wohngebäuden von 250 auf 150 bzw. 200 kg/qm in Betracht zieht.

genommen, die bei der gegenwärtigen Kohlenknappheit von besonderer Bedeutung sind. Für Ziegel und Kalksandsteine hat sich durch Unterscheidung der Steine nach ihrer Beschaffenheit und die Forderung entsprechender Nachweise eine recht wesentliche Erhöhung der Beanspruchungsgrenzwerte erreichen lassen. Auf Grund eingehender Verhandlungen mit den Beteiligten sind Druckfestigkeitsgrenzwerte für verschiedene Klassen der Mauerziegel sowohl wie auch der Kalksandsteine festgesetzt; die maßgebenden Bezeichnungen wie auch die zugehörigen Druckfestigkeitszahlen sind in den Spalten 2 und 3 der nachfolgenden Tafel angegeben. Die Mauerziegel werden in der gleichen Weise auch in dem Entwurf zum Normenblatt 105 (Deutsche Industrienormen — Fachnormen für Bauwesen) sowie in den damit übereinstimmenden, mit dem Runderlaß des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 8. Dezember 1919 festgesetzten „Regeln für die Lieferung und Prüfung von Mauerziegeln (Backsteinen)" unterschieden[10]).

Über die Prüfung der Mauerziegel auf Druckfestigkeit usw. bestimmen diese Regeln: Als Maß der Druckfestigkeit dient der Mittelwert aus der Prüfung von mindestens 10 Ziegeln gleicher Art, die in der üblichen Weise geprüft sind. Zum Zwecke der Prüfung werden die Ziegel durch Zersägen in zwei Hälften geschnitten, die Hälften mit fettem Zementmörtel aufeinandergemauert und die der Mauerfuge parallelen Druckflächen des Körpers mit ebensolchem Mörtel abgeglichen. Den Abgleichschichten und der Fuge muß bis zur Prüfung ausreichende Zeit zur Erhärtung und zum Austrocknen gelassen werden. Zu schnelle (künstliche) Trocknung ist schädlich und veranlaßt häufig Rissigwerden, Verziehen oder Abblättern der Abgleichschichten. In jeder Reihe darf von den Klinkern keiner unter 300 kg/qcm, von den Hartbrandziegeln keiner unter 200 kg/qcm, von den Mauerziegeln I. Klasse keiner unter 120 kg/qcm und von den Mauerziegeln II. Klasse keiner unter 90 kg/qcm Druckfestigkeit aufweisen. Die Auswahl der Probeziegel ist so zu treffen, daß sie den Durchschnitt der Lieferung darstellen. Da die Ziegel beim Brennen schwinden, so entspricht dem Durchschnittsbrand auch eine mittlere Größe. Mittelgroße Ziegel werden daher im allgemeinen auch eine mittlere Festigkeit besitzen und sich somit besonders zu Proben eignen.

Unter der Voraussetzung kunstgerechter und sorgfältiger Ausführung sowie ausreichender Erhärtung des Mörtels gelten für die zulässige Druckbeanspruchung des Mauerwerks die folgenden Werte.

Nr.	Steinsorte	Nachzuweisende Mindestdruckfestigkeit der Steine kg/qcm	Mörtelmischung in Raumteilen			Zulässige Druckspannung im Mauerwerk kg/qcm
			Zement	Kalk	Sand	
1	2	3	4	5	6	7
1	Schwemmsteine . .	20	—	—	—	3
2	Hochofenschwemmsteine	15	—	—	—	3
3	Porige Ziegel	—	—	—	—	3 bis 6
4	Gewöhnliche Schlakkensteine	—	—	—	—	3 bis 6
5	Mauerziegel zweiter Klasse u. sogenannte Mörtelsteine . . .	100	—	1	3	bis 7
6	Mauerziegel erster Klasse und Kalksandsteine	150	—	1	3	10
7	Dgl.	„	1	2	8	14
8	Hartbrandziegel und Kalksandhartsteine	250	1	2	8	18
9	Klinker	350	1	—	3	35
			mit Zusatz von etwas Kalkmilch			

Für Pfeiler werden niedrigere, nach der Schlankheit abgestufte Druckspannungsgrenzwerte angegeben. Kalksandsteine und Kalksandhartsteine müssen ein leicht erkennbares Merkmal tragen, aus dem zu ersehen ist, zu welcher von diesen beiden Steinarten sie gehören.

(Demgegenüber waren nach den bisherigen Vorschriften nur zulässig: für Mauerwerk aus gewöhnlichen Ziegeln in Kalkmörtel bis 7, für Mauerwerk aus Hartbrandziegeln in Kalkzementmörtel 12 bis 15 und für Mauerwerk aus Klinkern in Zementmörtel 20 bis 30 kg/qcm).

Die Angaben über die Belastung des Baugrundes sind aus den früheren Bestimmungen unverändert übernommen.

KAMINKÜHLER AUS EISENBETON.

Ausgeführt für die Schlesische Aktien-Gesellschaft für Portland-Zement-Fabrikation zu Groschowitz b. Oppeln von der Firma Gebr. Huber, Breslau.

Im Frühjahr 1918 beschloß der Vorstand der Groschowitzer Zementfabrik einen in verhältnismäßig kurzer Zeit durch Fäulnis baufällig gewordenen hölzernen Kühlturmaufbau einschließlich des inneren Tropfeinbaues nach unseren Vorschlägen und Entwürfen in Eisenbeton neu herstellen zu lassen.

Der alte Kühlturm war über einem gemauerten und wasserdicht verputzten rechteckigen Sammelbehälter in bekannter Ausführungsart aus Holzfachwerk und Brettern errichtet worden. Der gemauerte Behälter war im Lichten 15,0 m lang und 5,70 m breit und in der Längenmitte durch eine 40cm starke Wand geteilt. Über diesem erhob sich der mittlere konische Holzschlot bis zu einer Höhe von 18,50 m mit einer oberen quadratischen Öffnung von 5,0 zu 5,0 m. Die den Turm an zwei Seiten etwa in 7,50 m Höhe pultdachartig anschneidenden Seitenbauten hatten eine Breite von 6,10 m, eine Tiefe am Fuß von 3,40 m und in der Traufe eine Höhe von 4,70 m.

Die Kühlfähigkeit des Kühlers sollte erhalten bleiben; seine Hauptabmessungen wurden deshalb in der Hauptsache beibehalten. Nur die Höhe des Schlotes wurde um 5,00 m gekürzt, was in Anbetracht der nachstehend beschriebenen verbesserten Tropfeinrichtung zulässig war.

Der neue Mittelbau besteht, wie Abb. 1 darstellt, aus einem rechteckigen zweigeschossigen Bockgerüst, das in Höhe der wagrechten Riegel durch ein Balkenkreuz versteift wird. Der untere Rahmenbock setzt sich zusammen aus zwei dreistieligen Rahmen der Längsseiten und zwei zweistieligen der Querseiten. Die diesen gemeinsamen Eckstützen, welche Momente aus zwei aufeinander senkrechten Richtungen aufzunehmen haben, weisen daher auf den Innenseiten einen dem Verlauf der Momente entsprechenden Anzug auf. Das obere Bockgerüst besteht auf allen Seiten aus dreistieligen Rahmen. Die Mittelstützen in den Rahmen haben einerseits den Zweck,

[10]) Vgl. Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie Heft vom November 1919 S. 93 und Zentralbl. d. Bauverw. 1920 S. 1.

die Seitensteifigkeit des Bauwerks zu erhöhen, anderseits die notwendige Unterteilung für die großen Ausfachungsflächen zu schaffen. Die Ausfachung besteht aus 7 cm starken Betonsteinen von 30 cm Länge und 15 cm Höhe, die zur Übertragung der Windkräfte auf die Rahmenstützen in den Lagerfugen Eiseneinlagen erhielten und in Falze, die in den Stützen ausgespart wurden, eingreifen.

Die seitlichen Anbauten sind durch je 3 Winkelrahmen abgestützt, die sich oben gegen den wagerechten Riegelrahmen lehnen und unten auf der längs des Behälterrandes laufenden Eisenbetonschwelle aufsitzen. Die Querversteifung wird durch einen kräftigen Traufbalken gebildet, der in Binderfeldmitte einen Dach-Stichbalken aufnimmt. Das Dach ist mit Eisenbetondielen abgedeckt, die auf den entsprechend angeordneten Binderriegeln und Dachbalken verlegt wurden. Im unteren Teile aller vier Seitenwände sind, wie bei den hölzernen Kühltürmen, Lüftungsöffnungen mit schräg gestellten Jalousiebrettern angeordnet, die aus Eisenbeton fabrikmäßig gefertigt und in ausgesparte schräge Falze zwischen den Pfosten eingeschoben wurden.

Die Eisenarmierung des ganzen Turmbaues bot keine besonderen Schwierigkeiten; ihre Anordnung ist aus den Darstellungen der Abb. 2 zu ersehen. Zur statischen Berechnung ist zu bemerken, daß die Rahmen des Bockgerüstes um den Rechnungsgang nicht übermäßig zu erschweren, nicht nach der genauen Elastizitätstheorie untersucht, sondern angenähert, unter Vernachlässigung des Einflusses der Mittelstützen nach den Rahmenformeln von Gehler — in „Der Rahmen", Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn — berechnet wurden. Diese Vereinfachung wurde als zulässig erachtet, weil es sich um verhältnismäßig gering angreifende Kräfte handelt, die in der Hauptsache horizontal gerichtet sind. Für die senkrechten Auflasten wurden die Mittelstützen berücksichtigt.

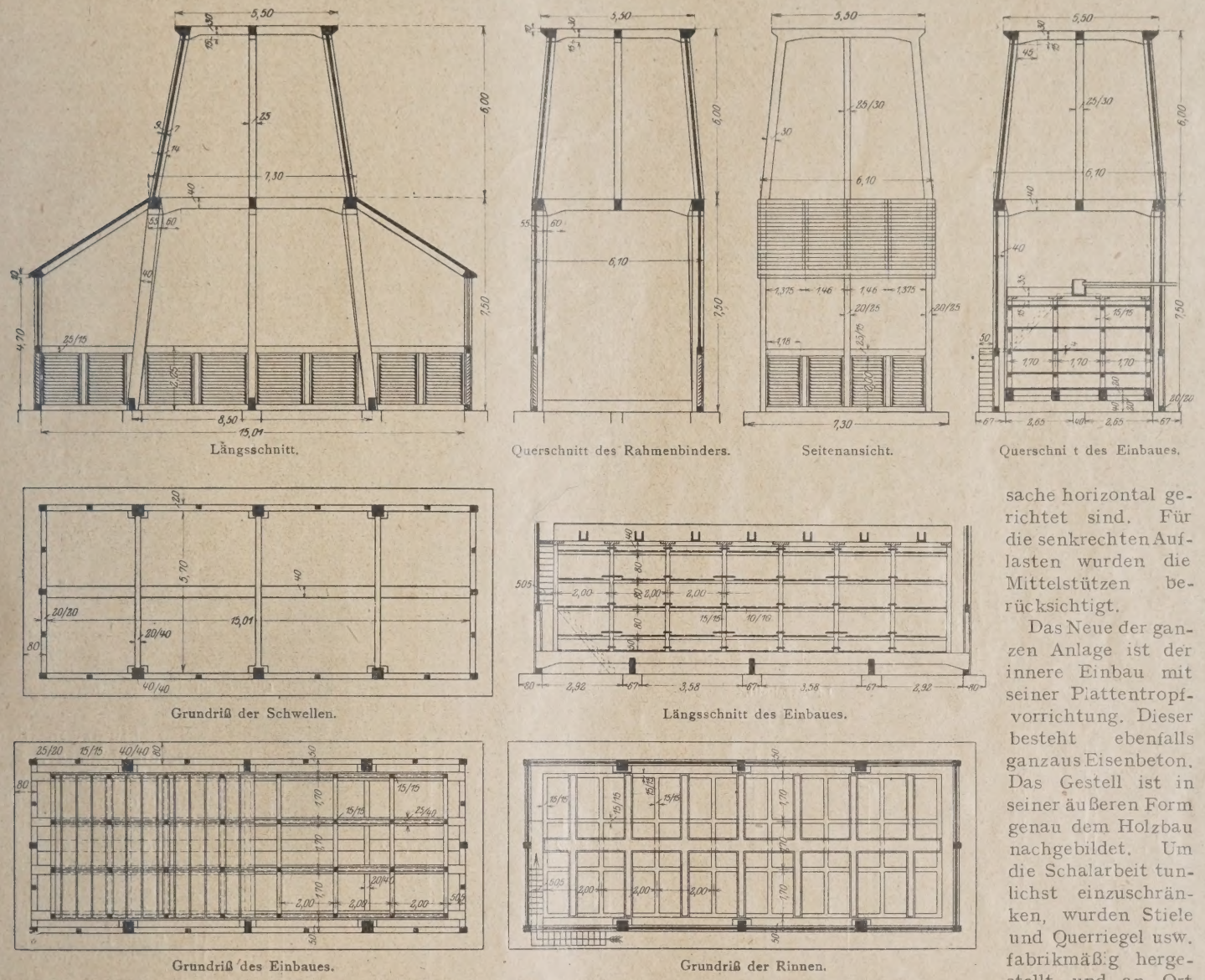


Abb. 1. Ausbildung eines Kühlturmes in Eisenbeton.

Das Neue der ganzen Anlage ist der innere Einbau mit seiner Plattentropfvorrichtung. Dieser besteht ebenfalls ganz aus Eisenbeton. Das Gestell ist in seiner äußeren Form genau dem Holzbau nachgebildet. Um die Schalarbeit tunlichst einzuschränken, wurden Stiele und Querriegel usw. fabrikmäßig hergestellt und an Ort und Stelle zusammengebaut. Die erforderliche Steifigkeit wurde dadurch erzielt, daß die Längseisen der Stiele (s. Abb. 1, Querschnitt des Einbaues), die an beiden Enden etwa 30 cm heraustraten, unten in die an Ort und Stelle eingestampften Auflagerbalken und oben in den ringsherumlaufenden Abschlußbalkenkranz eingespannt sind. Die oberen Randbalken erhielten an beiden Enden eine Verblattungsaussparung mit entsprechend verlängerten Längseisen. Die Verbindung wurde, wie in der Abb. 1, Quer- und Längsschnitt des Einbaues, durch Schraffierung angedeutet, nach dem Verlegen der Balken ausbetoniert.

Nachdem auf diese Weise ein festes Gerippe gebildet war, wurden in einem Höhenabstande von 80 cm vier Balkenlagen übereinander eingebaut, derart, daß die einzelnen Balken in Schlitze eingeschoben wurden, die in den Stützen vorgesehen waren.

Auf diese vier Balkenlagen sind Filterplatten aus Bimsbeton 4 cm stark, 50 cm breit und 170 cm lang, mit Lüftungsfugen von 5 cm Breite, verlegt worden. Eine fünfte unterste Lage Filterplatten in nur 50 cm Höhenabstand liegt auf den unteren Schwellen. Die Lüftungsfugen überdecken sich nicht, sondern sind im Verband angeordnet, damit das herabrieselnde Wasser nicht in einem Fall von den Zuführungsrinnen bis in den Behälter gelangen kann.

Da, wo die Balken die Stützen kreuzen, sind die Filterplatten erhöht auf Brückensteine gelegt, um die Luft durchstreichen zu lassen (s. Abb. 2, Längsschnitt B — B).

Das mittels Eisenbetonrinnen auf die oberste Filterplattenlage geleitete warme Wasser sickert gleichmäßig durch diese hindurch und tropft unten von diesen regenartig auf die zweite Lage herab, zerstiebt dort und tropft, vom Luftzug umspült und sich abkühlend durch die folgenden Lagen gleicherweise hinab in den unteren Behälter. Bei dieser Einrichtung hat kein Tropfen eine größere Fallhöhe als 80 — 4 = 76 cm und jeder Tropfen erfährt eine Zerstiebung und im Fall eine Verzögerung bei dem jedesmaligen Durchsickern durch die Platten. Die Zeit und die Oberfläche für die Abkühlung ist also eine viel größere, als bei den gekreuzten Brettertorseinlagen der üblichen Holzgerüstkühlvorrichtung und es kann nicht, wie bei diesen, eine große Anzahl von Tropfen in einem Fall durch Zwischenräume von oben bis unten hinabfallen. Der Hergang der Plattenkühlung gewährleistet also eine viel wirksamere Abkühlung. Dabei sind die Platten so durchlässig, daß ein mit ihnen ausgestatteter Kühler dieselben Wassermassen bewältigt, wie ein Lattenkühler gleichen Flächeninhaltes.

Die Herstellungsweise der Platten ließen wir uns vor dem Kriege patentamtlich schützen, als wir Versuche anstellten

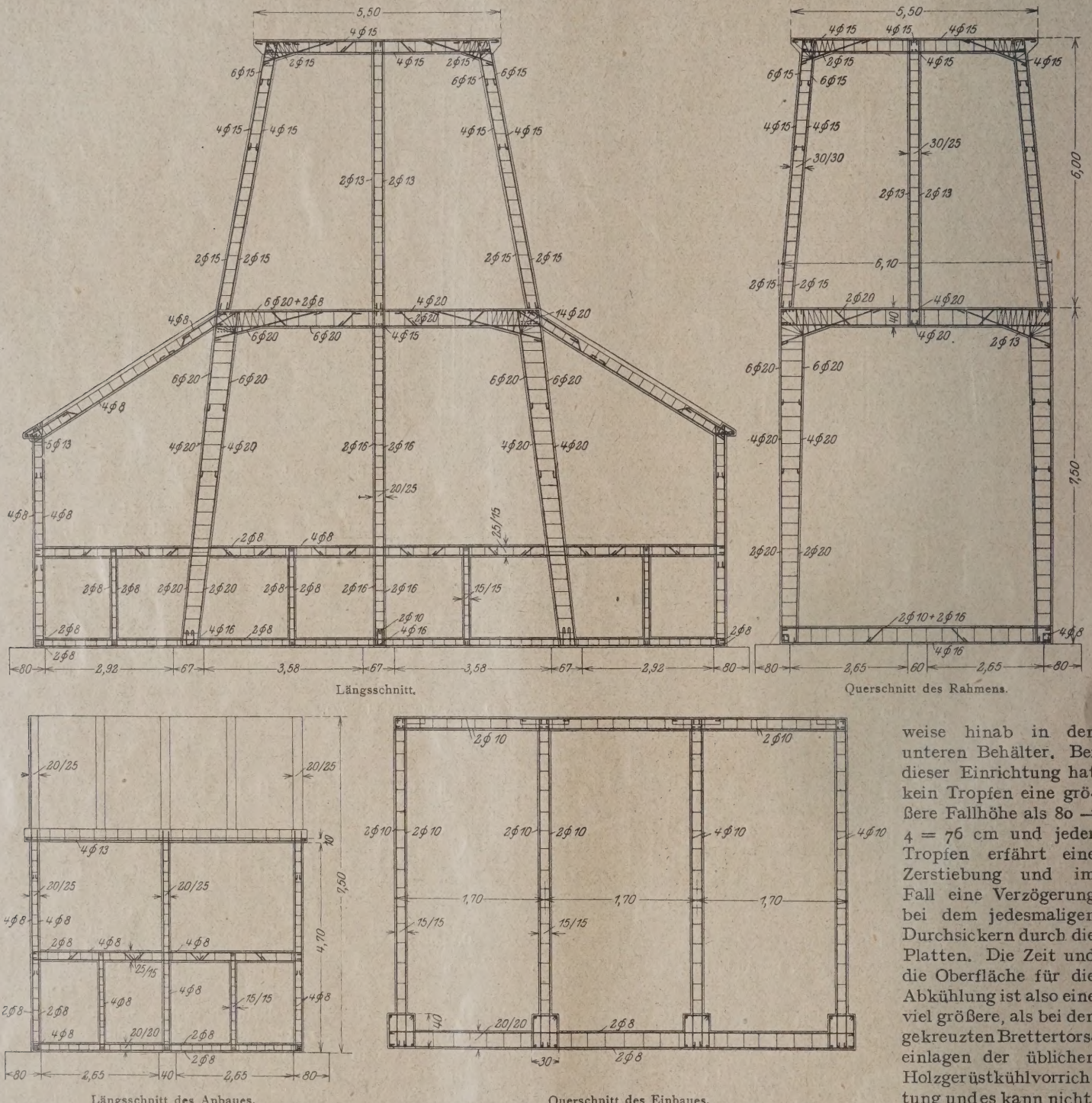


Abb. 2. Eisenzeichnung des Kaminkühlers.

für die Enteisungsanlagen der Städtischen Wasserwerke in Breslau. Die Platten sind dort fast ein Jahr lang in einem Enteisungsriesler erprobt und haben sich gut gehalten und für die Enteisung bewährt. Sie ließen sich auch durch Abspritzen von den ausgeschiedenen und angesetzten Eisenoxydmassen während des Betriebes leicht und gründlich reinigen. Es ist mit Sicherheit anzunehmen, daß sie im Kühlturm ebenfalls ihre Aufgabe dauernd und gut erfüllen werden. Die Kriegszeiten haben es unmöglich gemacht, den neuen Plattenkühler in der Praxis eingehend zu erproben und für dessen weitere Verbreitung zu wirken. Sobald genauere Beobachtungen über Nutzeffekte und sonstige Erfahrungen, die damit gemacht worden sind, zum Abschluß gekommen sein werden, sollen diese veröffentlicht werden.

Für die Ausführung war eine Bauzeit von 8 Wochen erforderlich. Der Entwurf ist nach Angaben des Mitinhabers unserer Firma, Postbaurats a. D. Kux von dem Oberingenieur der Firma, Herrn Dipl.-Ing. Dammert ausgearbeitet, der auch die Bauarbeiten leitete.

LEHMBAU IM ALTERTUM.

Von Dr. Otto Neustätter, Direktor der geschichtlichen Abteilung des deutschen Hygiene-Museums, Dresden.

„Lehm" sind wir nur gewohnt in Zusammenhang zu bringen mit einer „Hütte". Lehm-Haus, Lehm-Stadtmauer, Lehm-Tempel, Lehm-Palast, das scheint uns fremd, um nicht zu sagen unmöglich. Und doch beweist die Geschichte, daß wir da den Lehm gewaltig unterschätzen.

Es ist richtig, wenn wir uns eine Vorstellung machen von Tempeln und Palästen alter Zeiten, so erscheint vor unserem inneren Auge Marmor, Granit, Sandstein, Tuffstein, Basalt und sonstiger Hau- und Bruchstein, allenfalls auch Beton, Mörtelstein oder gebrannte Ziegel, wie sie in altrömischen Bauwerken noch heute erhalten sind. Vom Lehmbau aber weiß man im allgemeinen nichts, wenigstens nichts von bedeutsamen Bauten.

Das ist begreiflich. Der ungebrannte Lehm ist zweifellos kein ohne Schutz die Jahrhunderte überdauerndes Baumaterial. Dem Regen zur Beute wird er weggewaschen, sobald er nicht mehr unter dem schützenden Dach steht, und so haben wir keine ragenden Überreste aus alten Zeiten, obwohl der ungebrannte Lehmziegel nicht nur in den heißen Ländern, wo er noch heute das Baumaterial für einfache Häuser zu sein pflegt, sondern bei allen alten Kulturvölkern in mehr oder minder ausgedehntem Maße und nicht allein zu Wohnbauten, sondern auch zu Monumentalwerken verwendet worden ist. Das zu beweisen ist heute leicht, seit man sich nicht mehr damit begnügt, die Überreste über der Erde zu studieren, sondern systematisch auch unter der Erde gegraben hat, die da, wo sie ihre Decke schützend über die Lehmbauten breitete, uns die Überreste erhalten hat.

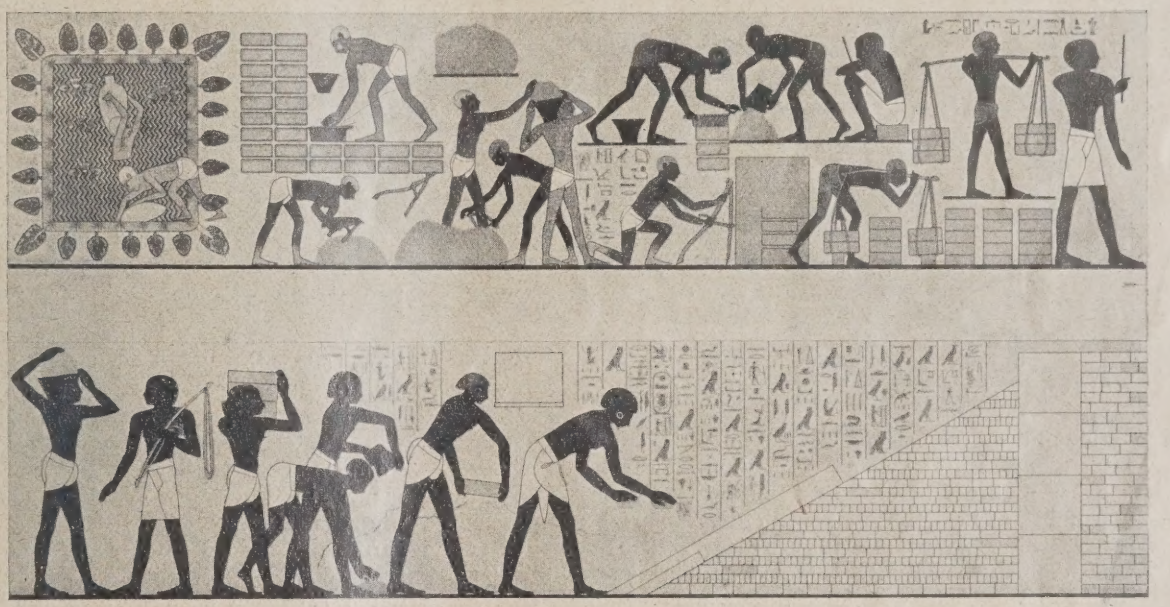


Abb. 1. Oben: Bereitung von Luftziegeln. Vom Lehmhaufen wird der Lehm weggetragen, in Formen gebracht, und (links oben) die Ziegel in Zwischenräumen flach (im Bild scheinbar übereinander) zum Trocknen hingelegt. Unten: Bau des Ammon-Tempels in Theben. Nach Relief aus dem Grabe Rechmeres.

Am bekanntesten ist — oder war —, daß man im alten Ägypten mit Lehmziegeln baute. Ja, der technische Name für den ungebrannten Ziegel war Ende des 18. und Anfang des 19. Jahrhunderts schlankweg „ägyptischer Ziegel". Wie noch heute die eingeborenen Ägypter aus Nilschlamm, der im wesentlichen gespülten Lehm darstellt — was man schon bei dem Anblick der schmutzig-gelb sich dahinwälzenden Nilfluten zur Zeit des Hochwassers erkennen kann — ihre Häuser und Hütten herstellen, so war dies auch im grauen Altertum der Fall. Maspero schildert dies in folgender Weise:

„Zur Gewinnung des Materials hackt, wie schon auf alten Bildern zu sehen (Abb. 1), ein Arbeiter den Grund auf und schüttet die Erde auf einen Haufen, wo sie mit den Füßen geknetet und zu einer gleichförmigen Masse verarbeitet wird. Hierauf wird sie in Formen aus hartem Holz gestrichen und auf einem freien Platz zum Trocknen schachbrettförmig aufgestellt. Die Außenflächen der mit Lehmmörtel vermauerten Ziegel verwittern, innerhalb der Mauer aber bleiben die Ziegel meist unversehrt und gut trennbar. Die Größe der Ziegel schwankt zwischen 38 × 18 × 14 und 22 × 11 × 14 cm. Diese Ziegel waren vor der römischen Zeit die fast ausschließlich üblichen. Sie pflegen mit Stempeln oder Zeichen, auch Fingerabdrücken versehen zu sein. Eine Fundamentierung fand so gut wie nicht statt. Tiefer als 60 cm ist man fast nie gegangen."

Eine genauere Vorstellung von altägyptischen Lehmgebäuden geben die Ausgrabungen Borchardts in Tell-el-Amarna. Die einfachen wie die vornehmen Häuser dieses Landstädtchens (Abb. 2) waren sämtlich aus lufttrockenen Nilschlammziegeln von etwa 34 × 16,5 × 9,5 cm errichtet, die mit Lehmmörtel vermauert und verputzt, mit einem dünnen, reichbemalten Gipsputz überzogen und ohne Fundament direkt

auf den Boden gesetzt waren. Die Decken waren aus Holzbalken mit Matten, der Fußboden aus Nilschlamm, Ziegelpflaster oder Nilschlammestrich hergestellt, die runden Speicher für die Vorräte aus Nilschlammziegeln gewölbt. Seit die Mauern dieser Häuser frei liegen, fangen sie an zu verfallen, ein Beweis, daß das Klima an sich nicht etwa den Lehm nicht angreift, wie man sich das vorzustellen pflegt. Borchardt hat deshalb — wovon ich die Kenntnis einer persönlichen freundlichen Mitteilung verdanke — durch Gipsputz versucht, sie vor dem weiteren Zerbröckeln zu schützen und dies mit beachtenswertem Erfolg.

Daß im übrigen auch eine Pyramide aus Lehmsteinen (πλίνθοι) erbaut worden ist, erfahren wir aus Herodot. Der ägyptische König Asyches wollte alle Könige übertreffen. Man stieß eine Stange in die See, und was von Schlamm an der Stange kleben blieb, das sammelte man, strich Ziegel daraus und baute auf diese Weise die Pyramide. Freilich die Inschrift: „Vergleiche mich nicht mit den Steinpyramiden, denn ich übertreffe sie soweit, wie Jupiter die anderen Götter", war doch zu optimistisch.

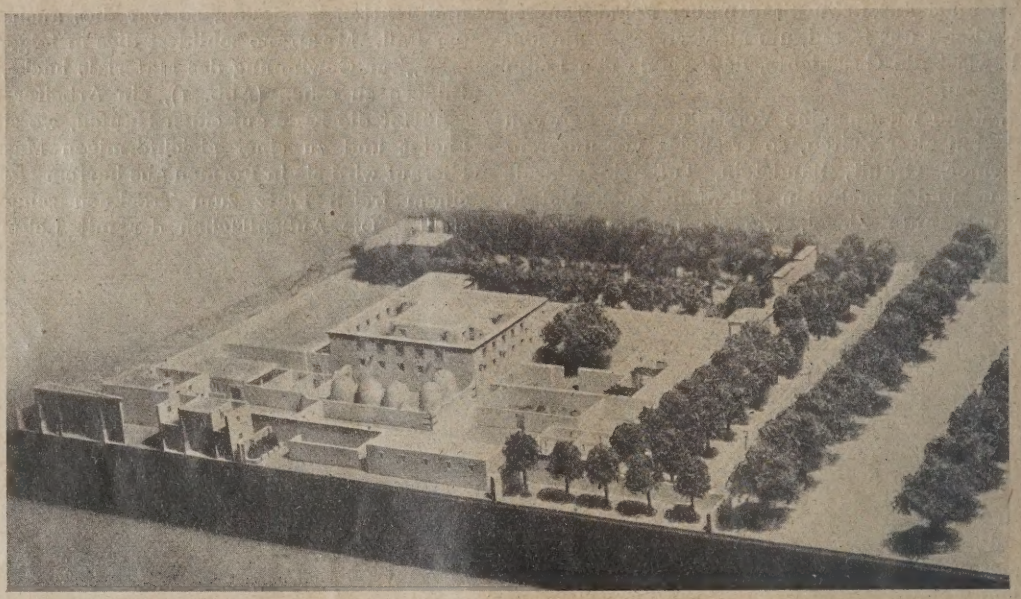


Abb. 2. Rekonstruktion eines Wohnhauses mit zugehörigen Nebenbauten aus Luftziegel. In Tell-el-Amarna von Borchardt. Gewölbte Speicher.

Weniger bekannt ist, in welch gewaltigem Umfange die Babylonier vom Lehm zu ihren Bauten Gebrauch machten. Auch darüber haben die Ausgrabungen — insbesondere der Deutschen Orientgesellschaft durch Koldewey —, deren Publikationen auch die beigefügten Abbildungen entstammen, hochinteressante Aufschlüsse gegeben. Aus der Bibel schien hervorzugehen, daß der berühmteste Bau der Babylonier, der Turm von Babel, aus gebrannten Ziegeln hergestellt sei, denn es heißt in der Genesis: „Wohlauf, laßt uns Ziegel streichen und brennen! Und nahmen Ziegel zu Stein, und Erdharz zu Kalk." Diese Angabe ist an sich nicht falsch, aber unvollständig. In Wirklichkeit war dieses Wunderwerk urältester Kultur im wesentlichen aus Lehmziegeln aufgerichtet! Das beweisen uns die massigen, erst zum Teil ausgegrabenen Überreste des E-Temenanki (Abb. 3); aber auch Zylinderinschriften sowohl des Nabupolassar als des Nekukadnezar, wo es heißt, daß für den Turm Lehmziegel, daneben auch gebrannte Ziegel, Asphalt, Lehmerde und mächtige Zedern vom Libanon verwandt wurden; letztere jedenfalls zur Bedachung des Turmplateaus. Aber auch Stadtmauern, private Gebäude — einfache und vornehme —, Tempel, Paläste, wie der des Nabupolassar, sind aus Lehmziegeln errichtet worden. Die ausgegrabenen Überreste des letzteren bestehen freilich aus Backsteinen, aber auf einem Dokument Nebukadnezars, der „großen Steinplatteninschrift", heißt es: „In Babyl, meiner Lieblingsstadt, war der Palast, das Anstaunen des Volkes, der Mittelpunkt des Landes, die glänzende Stätte, der Wohnort der Majestät .... welchen Nabupolassar, König von Babyl, der Vater, mein Erzeuger, aus Luftziegeln gebildet und in ihm gewohnt hatte — infolge Hochwassers war sein Fundament schwach geworden und ... seine Luftziegel riß ich nieder, legte seinen Grundstein bloß und erreichte die Tiefe des Wassers, angesichts der Wasser gründete ich fest sein Fundament und führte ihn mit Asphalt und Backsteinen hoch auf Gebirgsgleiche, mächtige Zedern ließ ich lang hinlegen zu seiner Bedachung ....." (Abb. 4—7)

Selbst in griechischer Zeit hat man in Babylon zu Monumentalbauten, wie z. B. dem aus der Zeit Alexanders des Großen stammenden Theater an dem Hügel Homera, den Lehmziegel als gut genug befunden.

Man könnte aus dieser Tatsache vielleicht schließen, daß die Griechen sich hier nur an die Landessitte angelehnt und das übliche Material genommen hätten. In Wirklichkeit ist aber im griechischen Kulturkreis der Lehmbau ebenfalls das Ursprüngliche gewesen. Nach Plinius zogen die Griechen sogar, außer wo man mit Felssteinen bauen konnte, zu Wänden die Lehmziegel (lateritios) vor. Sie galten als gesicherter gegen Erdbeben und, wenn sie nach dem Lot aufgerichtet waren, als ewig dauernd. Nach einer Gellius entnommenen Angabe wäre Doxius, ein Sohn des Caelus, der Erfinder der Lehmgebäude, wobei er die Nester der Schwalben als Vorbild benützte.

Pausanias, Plinius und Vitruv berichten von Lehmziegelmauern als in vielen Staaten verwendetem Material zur Errichtung sowohl öffentlicher Bauten, wie Patrizierhäuser und Palästen: der Stadtmauer von Athen, welche nach dem Berg Hymettus und den Pentelischen Bergen steht, der Zellenwände in den Tempeln des Jupiter und Herkules zu Patrae, der Stadtmauer in Arretium, der Residenz des Attalus zu Tralles, wie des Krösus zu Sardes und des Mausolus zu Halikarnass, welche noch alle zu Plinius' Zeiten gestanden hätten. In Lacedämonien wurden sogar Gemälde aus den Lehmwänden durch Aussägen entfernt und in hölzernen Rahmen auf das Comitium in Rom verbracht zu Ehren der Ädilen Murena und Varro.

Es muß freilich hier bemerkt werden, daß die Angaben über diese „Ziegelwände" von verschiedenen Übersetzern und Kommentatoren verschieden gedeutet werden. Der bekannte Übersetzer des Vitruv — Dr. Prestel —, der für sich als Architekt das Urteil des Fachmannes bei der Übersetzertätigkeit in Anspruch nehmen kann, spricht nämlich gerade an dieser Stelle von „gebrannten Ziegeln" und „Backsteinen", während Baurat Siebold — auch Fachmann — als selbstverständlich annimmt, daß es sich um luftgetrocknete Lehmziegel handelt. Prestel ist zu seiner Annahme wohl gelangt aus dem Zusammenhang. Es ist davon die Rede, daß alle Baugebilde aus einer weichen Steinart für die Zukunft nicht vor dem Verfall bewahrt bleiben können. Man müsse deshalb für jedes Jahr bei Schätzungen $^1/_{80}$ des Wertes abziehen, da solches Mauerwerk nicht länger als 80 Jahre ausdauere. Von den aus „gebrannten Ziegeln" bestehenden Wänden dagegen pflege man in der Voraussetzung, daß dieselben senkrecht nach dem Richtblei gearbeitet sind, nichts abzuziehen. Wegen dieser

Dauerhaftigkeit seien die Ziegelsteine (d. h. also die gebrannten) zu den angegebenen hervorragenden Gebäuden verwandt worden.

Die Bezeichnung later, lateritius, spricht nicht für Prestel,

Abb. 3. Umfassungsmauer des Turmes von Babel (a-Temenanki) aus Lehmziegeln.

denn das Wort wird wie das griechische πλίνθος für den luftgetrockneten Ziegel gebraucht, während der gebrannte Ziegel later coctus oder coctilis, auch testa oder later testaceus heißt. Nun mag es mit solchen Bezeichnungen im Lateinischen so gegangen sein, wie bei uns: man wird es nicht so genau genommen haben und vielleicht bald von „Ziegelstein", bald von „Backstein", bald auch von „Lehmziegel" gesprochen haben. Aber Prestel ist nicht konsequent und spricht auch an anderen Stellen seiner Vitruvübersetzung von „Backsteinen" oder „Ziegelsteinen", wo aus dem Zusammenhang sich ohne weiteres ergibt, daß es sich nur um luftgetrocknete Lehmsteine handeln kann. Bei dem Interesse, das der Stelle auch sonst zukommt, sei sie hier wiedergegeben (Vitruv, 2. Buch III, 2: Von den Ziegeln): „Die Ziegel dürfen weder aus zu kieshaltiger, noch mit Steinen durchsetzter, noch zu sandreicher Tonerde angefertigt werden, denn sie pflegen, sobald sie nach der Vermauerung vom Platzregen durchnäßt werden, zu zerspringen und sich zu zersetzen und überdies kann die zwischen die Fugen gebreitete Schilfspreu wegen der zu rauhen Lageflächen keinen festen Verband erlangen. Die Formlinge selbst kann man in der Frühlingszeit oder im Herbst streichen, damit dieselben langsam ohne Unterbrechung abtrocknen. Diejenigen, welche man hingegen im Nachsommer bereitet, werden aus der Ursache fehlerhaft sich erweisen, daß die Sonnenglut deren Oberfläche zu rasch abdörrt und so dieselben äußerlich reif erscheinen läßt, während doch die innere Masse nicht gehörig ausgetrocknet ist, und wenn dann dieser innere Teil bei dem späteren Erhärten sich zusammenzieht, so wird er den zu früh abgedörrten Rand zersprengen, worauf die Ziegel selbst Risse erhalten. Als die weitaus dauerhaftesten werden sich hingegen diejenigen Backsteine bewähren, welche 2 Jahre vor dem Gebrauch gestrichen sind, da ihr Grundstoff vor dieser Frist sich nicht innerlich organisch zu erhärten vermag. Wenn man hingegen zu frische und nicht gehörig ausgetrocknete (Steine) vermauert, so werden letztere, nachdem der äußere Verputz aufgetragen ist und dieser bereits völlig verhärtet, bei ihrem nachträglichen Schwund durch die Einschrumpfung ihrer Masse den Zusammenhalt mit dem Bewurf verlieren und von dessen Verband sich ablockern. Wegen dieses Umstandes ist es bei den Uticensern Sitte, erst dann die Backsteine zur Bauarbeit zu verwenden, nachdem dieselben völlig lufthart geworden und vor einem Zeitraum von 5 Jahren gestrichen sind und dies durch die Begutachtung des Magistrates bestätigt wird." — Es sei nebenher auf die treffliche Erklärung des immer als so schwierig beim Lehmbau zu vermeidenden Abfallens des Putzes aufmerksam gemacht. Was uns aber augenblicklich interessiert ist, daß hier Prestel von Backsteinen redet, wo es sich doch nach dem ganzen Sinn nur um luftgetrocknete Steine handeln kann. Im lateinischen Text ist stets von later die Rede und das gleiche Wort ist auch oben bei dem Ziegelmauerwerk gebraucht, von dem nichts abgezogen zu werden braucht. Anderseits übersetzt Prestel im 8. Kapitel des gleichen Buches testa, also „gebrannter Ziegel" nun mit Ziegelstein und da handelt es sich gerade um etwas Wesentliches: Vitruv spricht nämlich den gebrannten Ziegeln kein gutes Urteil, „es könne niemand im voraus beurteilen, ob sie zum Gebrauch tauglich oder untauglich sein würden. Solches zeige sich erst, wenn sie — nun kommt eine sehr zweifelhafte Stelle — die stürmische wie die heiße Jahreszeit hindurch unter offenem Dache gelagert und sich hierbei als wetterfest bewährt haben". Von anderer Seite wird die Stelle übersetzt: „Wenn sie auf ein Dach gelegt und da sich bewährt haben", eine Übersetzung, für die mehr zu sprechen scheint.

Auch aus einer anderen Stelle (II. 8, 18), wo Prestel von „Backsteinmauer" spricht, geht ganz deutlich hervor, daß es sich um Lehmsteinmauer handelt. In Rom war man wegen Raummangels gezwungen in die Höhe zu bauen. Da nun die Mauer nicht breiter als 1½ Fuß gemacht werden durfte, solche aus Lehmstein aber dann nicht tragkräftig genug gewesen wäre, so mußte man zu Steinpfeilern, gebrannten Ziegeln

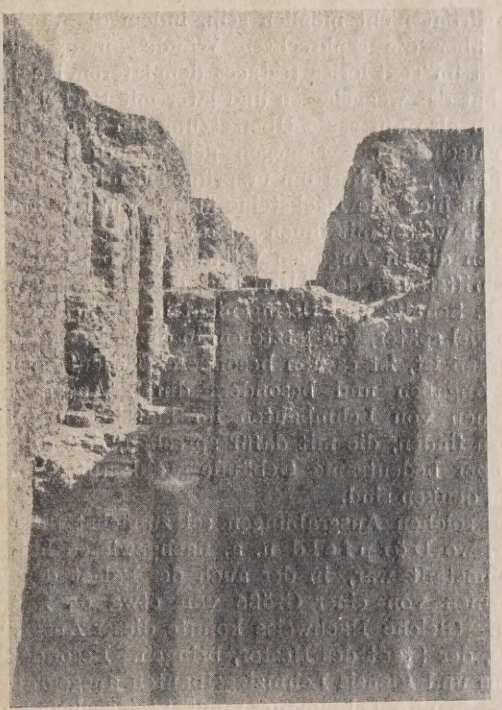


Abb. 4. Lehmstadtmauern in Babylon.

und Bruchsteinmauerwerk übergehen. Wenn man aber außerhalb der Stadt „Backsteinmauern" verwendete, so solle man an dem obersten Rand zunächst unter dem Dach eine Umrahmung aus hartgebrannten Backsteinen von ungefähr 1½ Fuß

machen. Dann würde das Eindringen von Wasser durch das Dach, wenn Ziegel zerschlagen oder vom Sturm heruntergeschleudert werden, durch die harte Backsteinbrüstung verhindert und eine Verletzung der Lehmziegel und Benetzung

Abb. 5. Tor in Babylons Stadtmauer. Luftziegel und gebrannte Ziegelmauer nebeneinander.

der Hausfront nicht möglich sein, indem die Vorkragung das Wasser über die senkrechten Wände hinausschießen lasse. Hier steht im Text lorica testacea dem laterem laedi gegenüber. Prestel hat das weggelassen und later mit Backstein übersetzt. Man kann also auf seine Übersetzung hin jedenfalls nicht die Sache entscheiden. Dagegen geht deutlich aus dem Gesagten hervor, daß in Rom ursprünglich mit Lehmziegeln und später, als hier die Backsteine üblich wurden, außerhalb der Stadt noch weiter mit ihnen gebaut wurde.

Neben diesen Angaben Vitruvs, des bekanntesten Architekturschriftstellers des Altertums, dessen Lebenszeit übrigens von L. F. Schultz und Ussing nicht in die Zeit des Augustus, sondern viel später, von letzterem in die Zeit Konstantins, verlegt worden ist, ist es von besonderer Bedeutung noch durch andere Angaben und besonders durch Ausgrabungen, das Vorkommen von Lehmbauten im klassischen Altertum bestätigt zu finden, die mit dafür sprechen, daß die obigen Angaben über bedeutsame Gebäude wohl auf Lehmziegel bezogen zu denken sind.

Von solchen Ausgrabungen sei zunächst die von Troja erwähnt, wo Dörpfeld u. a. nachgewiesen haben, daß es eine Lehmstadt war, in der auch der Palast des Königs aus Lehmsteinen von einer Größe von etwa 65 × 35 × 12 cm bestand. Gleiche Nachweise konnte dieser Ausgrabungsleiter in Pylos, der Stadt des Nestor, bringen. Besonders aber sind in Tyrins und Eleusis Lehmziegelbauten ausgegraben worden. Hier stehen alte Lehmmauern mit Steinsockeln noch in der Mitte hoch aufrecht, weil eine frühe Verschüttung sie vor den Witterungseinflüssen bewahrt hat. Das Heraion in Olympia ließ ebenfalls Lehmmauerreste auf den Steinsockeln erkennen. In Olympia stammt das erst datierte Backsteingebäude, das Philippeion, aus mazedonischer Zeit.

Es darf hier wegen des besonderen Interesses bei der jetzigen Kohlennot noch eine andere Bauweise der griechischen Wohnhäuser erwähnt werden, bei der der Lehm eine Rolle spielte, wie Beispiele aus Athen, Eleusis, Piräus, Delos, Pergamon, Troja usw. ergeben, aus Bruchstein mit Lehmmörtel: eine Abart des Lehmbaues, die sehr beachtenswert für uns ist und auch in Dresden z. B. (nach Angaben von Baumeister Noack) sich erst noch vor kurzem, bei alten zum Abbruch gelangten Häusern, als vortrefflich dauerhaft erwiesen hat. Kalkmörtel wurde bei griechischen Bauten niemals verwandt, erst bei Bauwerken aus der römischen Zeit findet er sich auch in Griechenland, obgleich dieses näher an der Quelle lag, von der die Römer den Kalkmörtel kennen lernten, nämlich Ägypten, wo die Pyramiden schon mit Kalk vermauert waren (Dörpfeld).

Für die römische Bauweise ist der Lehmbau sicher zu erweisen, auch wenn man Vitruv nicht heranziehen wollte, nach dem übrigens der Lehmbau nicht nur in Form reiner Lehmziegelbauten, sondern vielfach auch in Fachwerkbauten Verwendung gefunden haben muß, von denen er schreibt, er wünsche, sie wären niemals erfunden worden, da sie bei den Feuersbrünsten die Wirkung von Fackeln versehen, außerdem aber auch durch das fortwährende Spiel zwischen Holz und Füllung ständig Reparaturen und Schwierigkeiten verursachen. Die Stadtbrände noch zu Neros Zeiten sprechen dafür, daß solche Häuser recht zahlreich gewesen sein dürften. An der angegebenen Stelle spricht Vitruv allerdings von „gebrannten Ziegelhäusern" im Gegensatz zu den Fachwerkhäusern, anderseits sprechen wieder Angaben dafür, daß es sicher richtige Lehmhäuser noch in der Kaiserzeit gegeben hat. Wie nämlich Varro (cf. Nonius 48, 13) schreibt, daß die Vorfahren in Lehmziegelhäusern wohnten, die nur einen geringen Unterbau von Steinen hatten, um die Feuchtigkeit zu vermeiden, so schildert Dio Cassius (39. 61,2) wie bei der Tiberüberschwemmung vom Jahr 54 v. Chr. die aus Lehmziegeln (πλινθα) verfertigten Häuser durchbrochen wurden und einstürzten. Selbst wenn die Beschreibung nicht ausdrücklich den Lehmziegel erwähnte, würde man aus dem Zusammenstürzen die Struktur erschließen

Abb. 6.
Lehmmauern eines späteren Gebäudes in Babylon.

können, da Fachwerkbauten meist nur durchbrochen werden, ohne aber ganz zusammenzufallen. Auch später wird von gleichen Vorkommnissen erzählt, so von Tacitus (ann. 1. 76, hist. 1. 86). Gebrannte Ziegel kamen erst seit Sulla auf und erst Augustus konnte sich rühmen, aus einer Ziegelstadt eine

Marmorstadt gemacht zu haben, wobei freilich noch vielfach die Häuser aus Backsteinen gebaut und nur mit Stein- und Marmorplatten verkleidet waren. Doch uns interessiert vor allem, daß die Weltstadt Rom lange noch in ihre Blütezeit hinein den Lehmziegelbau für die Privathäuser sich erhalten hat.

Von einem Lehmstampfbau ist bei den Römern nichts überliefert; nur an einer Stelle spricht Vitruv vom Stampfen, aber da handelt es sich nicht um Lehm, sondern um eine Mischung von Kalkmörtel mit kleinen Basaltbruchsteinen. Wenn Zisternen gemacht werden, so soll man die Länge und Tiefe der Mauern aus der Erde ausheben und da hinein das Stampfmaterial gießen und mit eisenbeschlagenen Holzschlägeln festtreiben. Wenn die Masse erhärtet ist, werden dann die zwischenliegenden Erdmassen ausgehoben. Es sei hier gleich erwähnt, daß diese Verwendung von Gußmörtel mit Steinen wieder im Jahr 1828 von dem Architekten Rydin in Schweden, als die Stadt Boras durch Feuersbrunst zerstört wurde, für die Hausmauern Verwendung fand, indem er Kalkmörtel mit allerhand Steinen, Ziegelbrocken, auch Schlacken vermischte und zwischen Formwände aus Holz eingoß. Ein Stampfen erfolgte dabei nicht. — Eine ähnliche Arbeit ist übrigens bei den Griechen und Römern viel geübt worden für Füllmauern, nur daß sie statt der Holzverschalungen gleich Ziegelsteinverschalungen wählten und zwischen diese hinein Bruchstein und Mörtel gossen, wobei die Griechen Binder quer hinein legten und so den Mauerkörper dauerhaft machten.

Von Stampfbau berichtet dagegen Plinius aus Spanien. Dort gebe es Wände aus Erde, welche geformte heißen, weil sie zwischen Brettern mehr eingepreßt, als eingemauert werden, und jahrhundertelang dem Regen, Wind und Feuer trotzen, ja dauerhafter als alles Gemäuer seien; noch sehe man in Spanien die so hergestellten Türme und Warten Hannibals auf den Spitzen der Berge. Sie scheinen also karthagischen (oder spanischen?) Ursprunges.

Abb. 7. Lehmziegelterrasse des Palastes von Kar-Tukulti-Ninib.

Auch dieser Erdstampfbau wurde, wie wir noch sehen werden, am Ende des 18. Jahrhunderts von Cointereaux in Frankreich wieder zur Blüte gebracht. Nach den Beispielen, die aus dem südlichen, besonders südöstlichen Frankreich her ihm bekannt waren, ist es nicht ausgeschlossen, daß von Spanien aus diese Methode sich dorthin verbreitet hat; denn aus der eigentlich römischen Kultur ist, wie gesagt, von diesem Stampfbau nichts bekannt.

HEBUNG DER EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DEN ALLEGHENY-RIVER BEI PITTSBURG UM 4 m OHNE UNTERBRECHUNG DES VERKEHRS.

Mit sechs Abbildungen.

Die im Jahre 1902 errichtete, sechsgleisige Doppeldeckbrücke Abb. 1, deren fünf Überbauten zusammen etwa 7800 t wiegen, während die anschließenden eisernen Rampenbauten ein Gewicht von 7150 t umfassen, mußte auf Anordnung des War Department im Jahre 1917 um rund 4 m gehoben werden. Dabei war zur Bedingung gemacht, daß die eigentlichen Hebungsarbeiten in der kurzen Zeit von fünf Monaten beendigt würden, daß auch nicht die geringste Unterbrechung des lebhaften Zugverkehrs über die Brücke durch diese Hebungsarbeiten verursacht werden und an keiner Stelle und zu keiner Zeit die Neigung der in Hebung begriffenen Brückenteile 1 vH. übersteigen dürfe [1]).

Abb. 1. Eisenbahnbrücke über den Allegheny-River bei Pittsburg während der Hebung um 4 m.

Da es sich um die Hebung von insgesamt etwa 1000 m Brückenlänge handelte, die in Betracht kommenden Einzelgewichte sehr bedeutende waren, die Zeit zwischen zwei die Brücke befahrenden Zügen nur in wenigen Ausnahmefällen mehr als 15 Minuten betrug, und natürlich nicht daran gedacht werden konnte, Brückenteile zu heben oder in der Schwebe zu halten während ein Zug über die Brücke fuhr, war die Lösung der gestellten Aufgabe gerade nicht sehr leicht. Sie ist aber unter Innehaltung der gestellten Bedingungen und ohne Unfall gelungen, nur hinsichtlich der zulässigen Neigung einzelner Brückenteile ging man während der Hebungsarbeiten über 1 vH. hinaus, ließ 1,5 vH. zu, konnte aber mit einem Höchstmaß von 1,28 vH. auskommen. Die eigentlichen Hebungsarbeiten dauerten vom 30. Oktober 1917 bis

[1]) Engineering News Record, 1919, Bd. 82, Nr. 18, S. 850.

zum 15. März 1918, und während die Brücke anfangs um durchschnittlich 75 mm täglich gehoben wurde, stieg die Hubleistung später so, daß sich eine tägliche Durchschnittsleistung von 150 mm ergab, bei einer gegen Schluß der Arbeiten erreichten größten Hubleistung von 380 mm in einem Tage.

Zu heben waren insgesamt:

1. fünf Flußüberbauten von 49,1 bis 102,8 m Stützweite und 1048 bis 3459 t Gewicht,
2. das Pittsburg - Rampen - Viadukt bestehend aus 25 Blechträgerbrücken auf eisernen Gerüstsäulen, zusammen 250,85 m lang und 4000 t wiegend,
3. das Duquesne-Way-Viadukt mit 24 Blechträgerbrücken auf eisernen Gerüstsäulen, insgesamt 374,9 m lang und 2350 t wiegend,
4. das Allegheny-Rampen-Viadukt mit vier Blechträgern auf eisernen Gerüstsäulen, 54 m lang, im Gewicht von 800 t und
5. die Penn-Avenue-Brücke, 18,3 m lang aus 3 Blechträgern auf eisernen Gerüstsäulen bestehend.

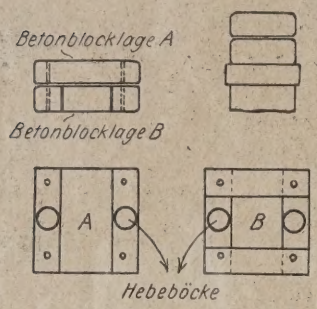


Abb. 2. Anordnung der Hebeböcke und Betonblocks bei Hebung von Rampenstützen.

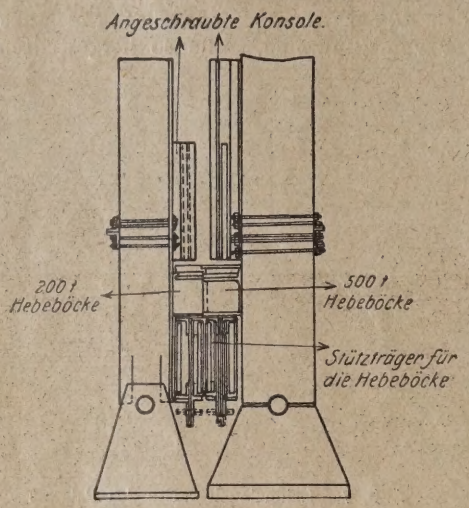


Abb. 3. Konsolen an den Enden der Hauptträger, Hebeböcke und Stützträger für dieselben.

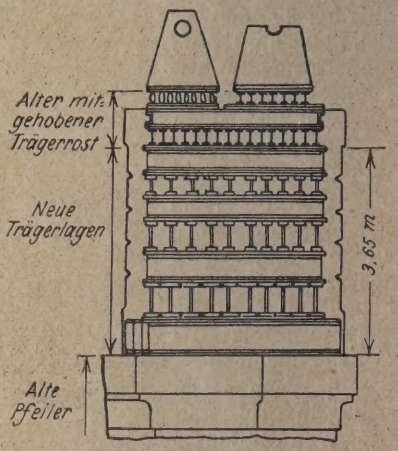


Abb. 4. Alte und neue Trägerroste auf den Pfeilern zur Unterstützung der Auflager.

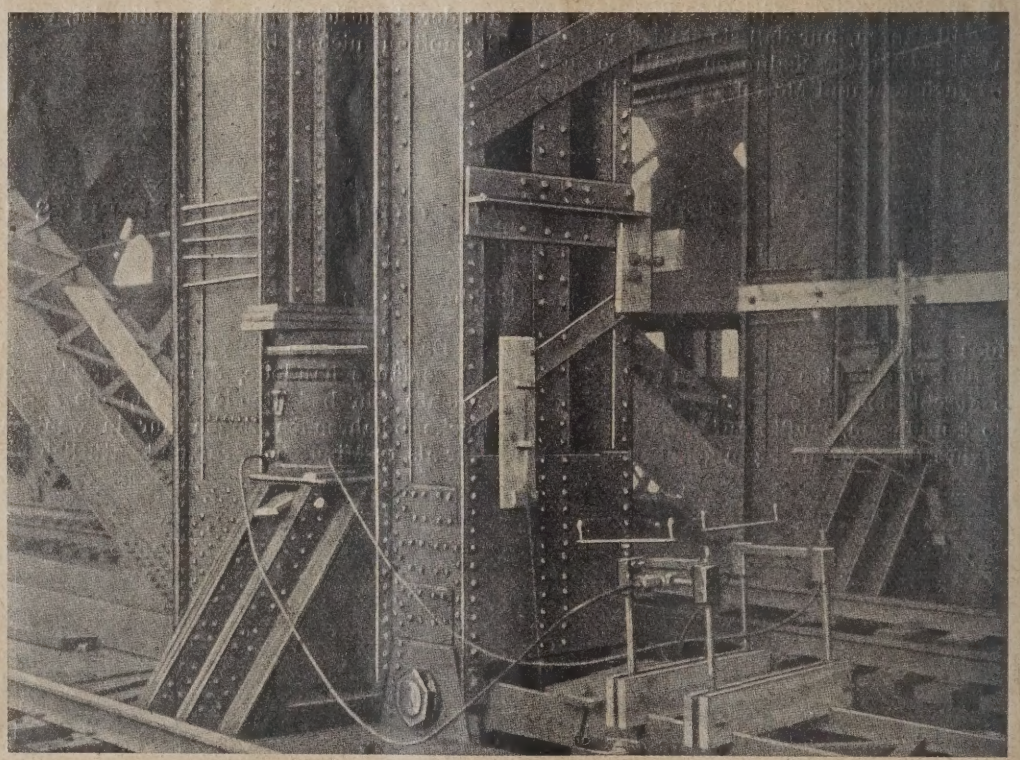


Abb. 5. Konsolen an den Enden der Hauptträger, Hebeböcke und Stützträger für dieselben.

Bei der Hebung der auf eisernen Säulen ruhenden Rampenkonstruktion wurden teils diese Säulen um das erforderliche Maß verlängert, teils wurde ein aus fertigen Betonklötzen gemauerter hoher Sockel unter die gehobenen alten Säulen gesetzt. In beiden Fällen wurden zu beiden Seiten der Säulen eiserne Konsolen als Angriffspunkte für die hydraulischen Hebeböcke angeschraubt, die bei Beginn der Hebungsarbeit auf einem Holzrost zu ebener Erde standen. Wo die Säulen mit hohen Betonsockeln untermauert wurden, ging das absatzweise Heben der Säulen und der auf ihnen ruhenden Tragkonstruktion und das abwechselnde Unterklotzen bezw. Untermauern der Säulenfüße sowie das Höhersetzen der Hebeböcke in der gebräuchlichen Weise vor sich. Die Hebeböcke standen dicht an den Säulen — vgl. Abb. 2 — und die Abmessungen der Betonblöcke waren so gewählt, daß sie auch als Unterlagen für die Hebeböcke dienen konnten und die Hebearbeit und die Untermauerungsarbeit sich möglichst wenig behinderten. Wenn aber, wie an verschiedenen Stellen, unter den Brückenrampen quer durchlaufende Eisenbahngleise die verhältnismäßig viel Raum einnehmenden Betonsockel für die gehobenen Säulen nicht zuließen, dann half man sich dadurch, daß man die Säulen durch angesetzte eiserne Füße verlängerte. Zu diesem Zwecke wurden die Säulen mit ihrer Last durch angesetzte Konsolen und an diesen angreifende, nach Bedarf unterklotzte Hebeböcke um das erforderliche Maß gehoben, dann wurden nicht die Säulen, sondern die von ihnen gestützten Träger auf Holzgerüsten abgestützt, so daß

die Säulen an den Brückenträgern hingen, und dann wurden die Säulenverlängerungen angenietet und die neuen Säulenfüße mit dem Fundament verankert und vergossen.

Erheblich größere Schwierigkeiten als die verhältnismäßig einfache Hebung der Rampen machte die Hebung der eigentlichen Brücke, handelte es sich doch um recht große Gewichte, die nur sehr schwer „gefaßt" werden konnten, weil der Arbeitsraum auf den Brückenpfeilern sehr beschränkt war und bei allen Arbeiten oberhalb der Gleise die dauernde Offenhaltung des Zugprofiles noch erschwerend hinzukam, ganz abgesehen von der Behinderung aller Arbeiten durch die sich in kurzen Zeiträumen folgenden Züge. Nur Minuten waren für die eigentliche Hebungsarbeit verfügbar, und um von diesen kostbaren Minuten keine versäumen zu brauchen, verband man alle Arbeitsplätze längs der ganzen Brücke telephonisch mit dem Büro des Fahrdienstleiters des nahen Bahnhofes und war dadurch stets auch über ganz geringe Verschiebungen im Fahrplan unterrichtet.

Da die Überbauten aus vier nebeneinander liegenden Hauptträgern bestanden, waren auf jedem der Brückenpfeiler acht Auflager mit den darauf ruhenden Trägerenden gleichzeitig und vollkommen gleichmäßig zu heben. Wie aus Abbildung 3 u. 5 ersichtlich wurden an die senkrechten Endpfosten der Hauptträger Konsolen als Angriffspunkte für die Hebeböcke angeschraubt. Als Auflager für diese Hebeböcke wurden besonders schwere Stützträger eingebaut, die sich ihrerseits wieder durch Unterklotzungen aus Eisen-Rosten auf das Pfeilermauerwerk abstützten. Auf den Pfeilern bot sich zwischen den Trägerrosten für die Brückenauflager nur sehr spärlich Raum für die Unterbauten der Hebeböcke. Diese mußten daher sehr gedrängt gebaut werden, damit sie, wie die Brückenauflager, nach jedem Hub neu unterklotzt werden konnten. Wie aus Abb. 5 ersichtlich, ragten die abgeschrägten Unterbauten für die Hebeböcke in das Zugprofil hinein und es blieb, da Hebeböcke und Konsolen nicht verändert werden konnten, nichts anderes übrig, als das Zugprofil höher zu legen, was man verhältnismäßig einfach erreichte, indem man die Schienen, wie ebenfalls aus Abb. 5 erkennbar, durch Unterlagen von Holzklötzen um etwa 200 mm hob. Beim ursprünglichen Bau der Brücke waren zwischen den Auflagern der Hauptträger und den Pfeilerkronen die in Abb. 4 erkennbaren Trägerlagen eingebaut worden. Diese wurden an den Lagerfüßen angehängt, und mit gehoben. Das Heben erfolgte möglichst gleichmäßig und gleichzeitig auf allen Pfeilern. Nach jedem Hub von 75 mm wurden die Brücken mit Holz unterklotzt, bis eine so große Hubhöhe erreicht war, daß man einen neuen Trägerrost — vgl. Abb. 4 u. 6 — unterschieben konnte. Von den zu beiden Seiten der Pfeiler angeordneten Hängegerüsten — vgl. Abb. 1 u. 6 — aus konnten diese schweren Trägerroste in zwei Teilen herangerollt werden. Sie wurden untereinander sowohl wie mit den alten Trägerrosten in jeder Richtung gut verankert und mit Beton ausgegossen, da sie in ihrer Gesamtheit, wie Abb. 4 erkennen läßt, zum Schlusse eine die ganze Brückenlast tragende Erhöhung der Pfeiler bilden mußten.

Da die Hubhöhe der Hebeböcke nur 200 mm betrug, mußten sie mit ihren Stützträgern — zusammen ein Gewicht von 6 t — jedesmal wieder gehoben werden, wenn der Hub zu Ende war. Dieses Heben erfolgte unter Benutzung besonderer kleiner Hebeböcke durch Einschieben eines weiteren Trägerrostes in die oben erwähnten, die Stützträger auf das Pfeilermauerwerk abstützenden Unterklotzungen. Dieses oftmalige Heben der Unterbauten für die Haupthebeböcke erschwerte natürlich die gesamten Arbeiten sehr, um so mehr, als es auch für das Ansetzen und Unterklotzen der kleinen Hilfshebeböcke an dem nötigen Raum fehlte.

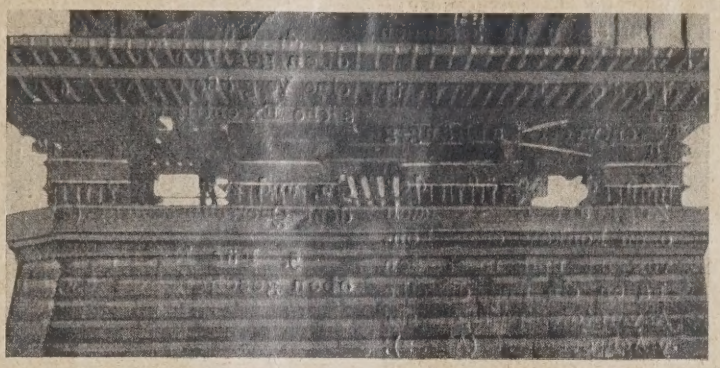


Abb. 6. Trägerroste auf den Brückenpfeilern.

Die Preßpumpe für die Betätigung der hydraulischen Hebeböcke war auf einem besonderen Gerüst unter dem zweiten Überbaubogen aufgestellt und von hier lief eine Druckwasserleitung von 38 mm Durchmesser an der ganzen Brücke entlang. Sie war an jedem Pfeiler mit einem Verteilungsrohr versehen und an dieses wurden die dünnen Kupferleitungen angeschlossen, die zu jedem einzelnen Hebebock führten. Die Wassereinlaßventile der einzelnen Hebeböcke wurden, wie Abb. 5 erkennen läßt, durch Spindeln in Fahrbahnhöhe betätigt. Von hier aus konnte das Heben der Böcke durch diese Ventile ganz genau geregelt werden, indem sich die Ventilbewegung nach einfachen Wasserwagen richtete, welche die jeweilige Höhenlage jedes Hauptträgerendes auch im Vergleich zu denen der drei anderen auf jedem Pfeiler genau erkennen ließen. Nach Einarbeitung der Bedienungsmannschaften war es möglich, die Hübe der einzelnen Hebeböcke bis auf Unterschiede von weniger als 3 mm genau gleich zu halten und einen Hub von 100 mm nebst der dabei erforderlichen Unterklotzung der vier gleichzeitig gehobenen Brückenträgerenden in einem Zeitraume von nur 4 Minuten durchzuführen.

O. Bechstein.

BEITRAG ZUR ÖKONOMISCHEN DIMENSIONIERUNG EXZENTRISCH BEANSPRUCHTER T-FÖRMIGER UND RECHTECKIGER EISENBETONQUERSCHNITTE.

Von Dr.-Ing. Julius Kriso, beh. aut. Ziviling., Assist. a. d. Lehrkanzel f. Brückenbau a. d. techn. Hochschule in Graz.

(Schluß von Seite 302.)

B. Exzentrischer Zug.

Das unter A abgeleitete Verfahren der ökonomischen Dimensionierung ist ohne weiteres auf den durch eine exzentrische Zugkraft beanspruchten Eisenbetonquerschnitt analog anzuwenden.

Die exzentrisch wirkende Zugkraft kann entweder innerhalb der beiden Armierungen oder außerhalb derselben angreifen.

Im ersten Falle wird sie einfach nach dem Hebelgesetz vorausgesetzt, daß der Beton keine Zugspannungen aufnehmen soll, auf die beiden Eisenflächen aufgeteilt.

Im zweiten Falle ist auch hier die Gleichung I bzw. Gleichung II für die Ermittlung von x_s heranzuziehen.

I. Die Ableitung der Gleichung für x_s ist dieselbe wie beim exzentrischen Druck, sie führt wieder auf die Gleichung I.

Laut Abbildung ist hier: $M_d = Ne_d = N(e+s-a)$

$M_z = Ne_z = N(e+s-h)$,

II. Diskussion der Gleichung I.

Zur Diskussion wird die Gl. I in der Form

$$f(x_\delta, y) = \frac{b x_\delta^3 - \frac{3b}{2}(h+a)x_\delta^2 + \ldots - \frac{3a}{s_b}\cdot N y}{b x_\delta^3 - \frac{3b}{2}(h+a)x_\delta^2 + \ldots - \frac{3h}{s_b}\cdot N y - \frac{3h}{s_b}\cdot N(h-a)} = \left(\frac{x_\delta - a}{h - x_\delta}\right)^2$$

verwendet. Entsprechend den Bemerkungen unter A II wird nur der für die praktischen Fälle in Betracht kommende Ast der durch Gl. I dargestellten Kurve einer näheren Untersuchung unterworfen. Die für die ökonomische Dimensionierung wichtigen Ergebnisse dieser Diskussion sollen im folgenden mitgeteilt werden.

1. Im vorhinein sei erwähnt, daß dieser Kurvenast für praktisch mögliche Werte von $\frac{a}{h}$ und $\frac{d}{h}$ entweder — abhängig von der Größe der Zugkraft N — nach oben konkav oder konvex ist und in beiden Fällen ein und dieselbe Asymptote parallel zur y-Achse besitzt (Abs. 2); für einen bestimmten Grenzwert $N = N_1$ geht der Kurvenast in eine Gerade über, welche dann mit der Asymptote zusammenfällt (Abs. 3) [Zerfall der Kurve 4. Grades in eine Kurve 3. Grades und eine Gerade].

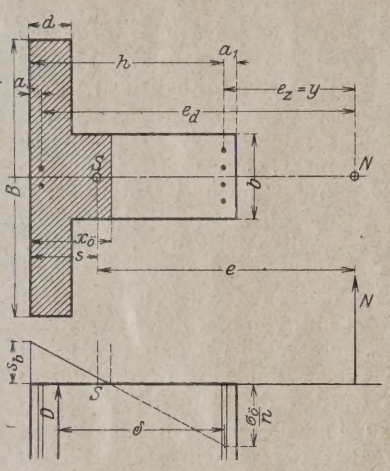


Abb. 5.

Dementsprechend erhält man also eine Kurvenschar mit variablem Parameter N (Abb. 6).

2. Die Gleichungen der Asymptote wird analog wie in A II ermittelt und ist ebenso wie dort:

$$x_\delta'' = \sqrt{a\,h},$$

damit ist $\alpha_\delta'' = \sqrt{\frac{a}{h}}$ und $\sigma_\delta'' = n s_b\left(\sqrt{\frac{h}{a}} - 1\right)$

3. Führt man umgekehrt den Wert $x_\delta = \sqrt{a\,h}$ in obige Gleichung ein, so geht dieselbe über in

$$\frac{N - \frac{b h s_b}{3}\cdot C_1 - \frac{(B-b) h s_b}{3}\cdot C_2}{y} = 0;$$

hierin ist $C_1 = \frac{3}{2}\left(1 + \frac{a}{h}\right) - 4\sqrt{\frac{a}{h}}$

und $C_2 = \frac{d}{a}\left[\frac{d}{h}\left(1{,}5 - \frac{d}{h}\right) - 1{,}5\cdot\frac{a}{h}\left(2 - \frac{d}{h}\right)\right]$.

Diese Gleichung ist einerseits erfüllt, wenn bei jedem endlichen Wert des Zählers der Nenner $y = \infty$ wird, was bereits bekannt ist und eben besagt, daß alle Kurven durch einen gemeinsamen ∞ fernen Punkt hindurchgehen.

Anderseits wird der Gleichung genügt, wenn bei jedem endlichen Wert von y der Zähler den Wert Null besitzt, woraus sich ein spezieller Wert $N = N_1$ ergibt:

$$N_1 - \frac{b h s_b}{3} C_1 - \frac{(B-b) h s_b}{3} C_2 = 0;$$

daraus $$N_1 = \frac{h s_b}{3}[b C_1 + (B-b) C_2].$$

Für rechteckige Querschnitte fällt das zweite Glied weg, da in diesem Falle $B = b$ ist.

Die Koeffizienten C_1 und C_2 sind in der Tabelle III gegeben.

Dieses Ergebnis besagt nun, daß für $N = N_1$ die Lage der Nullinie unabhängig von der Exzentrizität ist und durch die konstante Entfernung

$$x_\delta = x_\delta'' = \sqrt{a\,h}$$

gegeben erscheint.

Der entsprechende Kurvenast fällt in diesem Falle mit der Asymptote zusammen und daher entspricht auch jeder Lage der Last die konstante Spannung

$$\sigma_\delta = \sigma_\delta'' = n s_b\left(\sqrt{\frac{h}{a}} - 1\right).$$ (Abb. 6.)

Weiters folgt aus der näheren Untersuchung:

4. Für $N > N_1$ ist der entsprechende Kurvenast von oben gesehen konvex, daher hat eine Vergrößerung von y eine Vergrößerung von x_δ zur Folge und es muß für jede endliche Exzentrizität

$$x_\delta < x_\delta'' \text{ bzw. } \sigma_\delta > \sigma_\delta'',$$

ein, und zwar um so kleiner bzw. größer, je näher die Kraft dem Querschnitt liegt (Abb. 6).

5. Für $N < N_1$ ist der entsprechende Kurvenast von oben gesehen konkav, eine Vergrößerung von y hat daher

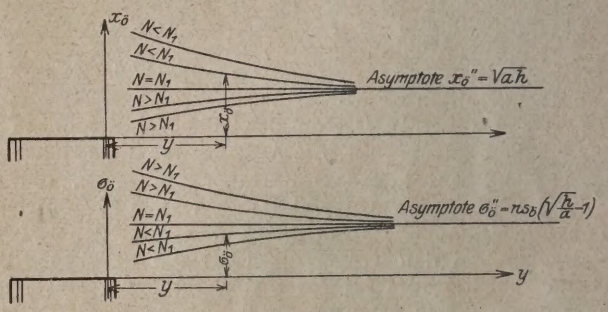


Abb. 6.

eine Verkleinerung von x_δ zur Folge, dabei ist für jede endliche Exzentrizität

$$x_\delta > x_\delta'' \text{ bzw. } \sigma_\delta < \sigma_\delta'',$$

und zwar um so größer bzw. kleiner, je näher die Kraft dem Querschnitt liegt (Abb. 6).

Nachträglich soll hier erwähnt werden, daß auch beim exzentrischen Druck sich ein entsprechender Wert N_1 finden läßt, der aber erst bei praktisch nicht mehr in Betracht kommenden Werten von $\frac{a}{h}$ und $\frac{d}{h}$ Bedeutung hätte, daher dort nicht erwähnt wurde.

Betreffs des Vorzeichens von N_1 soll noch erwähnt werden, daß es auch negativ sein kann, jedoch ebenfalls erst bei praktisch nicht mehr zutreffenden Verhältnissen von $\frac{a}{h}$ und $\frac{d}{h}$; deshalb wird nicht näher darauf eingegangen; im übrigen wäre auch dann das oben Gesagte gültig.

6. Zusammengefaßt soll nun die folgende Tabelle eine Übersicht über den Zusammenhang von x_δ bzw. σ_δ und der Größe von N darstellen.

Angriffspunkte der Kraft	Größe der Kraft	neutrale Achse	ökonomische Spannung
beliebig (außerhalb der Armierung)	$N = N_1$	$x_\delta = x_\delta'' = \sqrt{a\,h}$	$\sigma_\delta = \sigma_\delta'' = n s_b\left(\sqrt{\frac{h}{a}} - 1\right)$
„	$N < N_1$	$x_\delta > x_\delta''$	$\sigma_\delta < \sigma_\delta''$
„	$N > N_1$	$x_\delta < x_\delta''$	$\sigma_\delta > \sigma_\delta''$

Ein Vergleich mit der entsprechenden Tabelle in A II zeigt eine sehr interessante Reziprozität zwischen den Kriterien. Während beim exzentrischen Druck der Angriffspunkt der Kraft die Kriterien bestimmt und die Größe derselben darauf keinen Einfluß übt, so tritt beim exzentrischen Zug das Umgekehrte ein.

Die Beachtung dieser Kriterien nun ist wieder für die Ermittlung von x_δ, wie sie an der Hand der Beispiele (B VII) gezeigt wird, von größter Bedeutung, um eine rasche Durchführung der Lösung zu ermöglichen.

Über das Einschätzen von σ_δ für überschlägige Berechnungen, ohne die Gl. I überhaupt aufzulösen, gilt hier das Analoge wie unter A II für exzentrischen Druck gesagt wurde.

III. Die Brauchbarmachung der Gleichung I zwecks ihrer Auflösung mittels Tabellen

ist dieselbe wie unter A III und liefert auch dieselbe Gl. (II):

$$\eta = A_1 \xi - A_2.$$

Die Anwendung auf den rechteckigen Querschnitt siehe ebenfalls A III. Zur Auflösung werden wieder die angeschlossenen Tabellen benutzt.

Der Vorgang ist genau derselbe, wie er in A VI, Beispiel 1, ausführlich angegeben wurde. Nur die Überlegung für die erste Annahme des Wertes ξ aus den Tabellen ist hier eine andere als wie dort und aus den Beispielen B VI näher ersichtlich.

Es soll jedoch schon an dieser Stelle erwähnt werden, daß für $N = N_1$ der Wert $\xi = \left(\frac{x_\delta - a}{h - x_\delta}\right)^2 = \frac{a}{h}$ wird, da in diesem Falle (B II) $x_\delta = \sqrt{a\,h}$ ist.

Für $N \gtrless N_1$ ist somit $\xi \lessgtr \frac{a}{h}$, und zwar um so $\begin{Bmatrix}\text{kleiner}\\ \text{größer}\end{Bmatrix}$, je näher die Kraft dem Querschnitt liegt.

IV. Brauchbarkeit des Wurzelwertes x_δ.

Im entsprechenden Abschnitt A IV war die Brauchbarkeit der mit Hilfe der Tabellen gefundenen Wurzel x_δ an die gleichzeitige Erfüllung der Nebenbedingungen

$$1.\ \sigma_\delta \lessgtr s_e,$$
$$2.\ f_{e_d} \gtrless 0$$

geknüpft. Auch hier müssen diese beiden Nebenbedingungen gleichzeitig erfüllt sein und gilt diesbezüglich dasselbe wie dort.

V. Über die Notwendigkeit der Auflösung der Gleichung II.

In dem vorliegenden Verfahren zur Bestimmung von σ_δ können, wie die folgenden Betrachtungen zeigen werden, öfter bedeutende Vereinfachungen dadurch erzielt werden, daß man σ_δ schon im vorhinein, ohne Benutzung der Gl. II, feststellen kann.

Man ermittelt sich bei jeder vorliegenden Aufgabe stets die Werte

$$N_1 = \frac{h\,s_b}{3}\,[b\,C_1 + (B-b)\,C_2],$$

$$\sigma_\delta'' = n\,s_b\left(\sqrt{\frac{h}{a}} - 1\right)$$

und stellt zunächst einen Vergleich an, ob die gegebene Zugkraft $N \gtrless N_1$ ist, woraus dann auch $\sigma_\delta \gtrless \sigma_\delta''$ folgt.

1. Ist nun $N = N_1$, so ist die ökonomische Eisenspannung $\sigma_\delta = \sigma_\delta''$ und $x_\delta = x_\delta''$, womit dann die Ermittlung von f_{e_d} und f_{e_z} durchgeführt werden kann.

In diesem Falle erübrigt sich also die Auflösung der Gl. II.

Erhält man z. B. $\sigma_\delta = \sigma_\delta'' > s_e$, so ist natürlich mit Rücksicht auf die erste Nebenbedingung $\sigma_\delta = s_e$ zu setzen.

2. Ist $N > N_1$, so ist auch $\sigma_\delta > \sigma_\delta''$.

a) Ergibt sich nun $\sigma_\delta'' \gtrless s_e$, so muß auch $\sigma_\delta > s_e$ sein und wird in diesem Falle wieder, mit Rücksicht auf die erste Nebenbedingung, die ökonomische Eisenspannung $\sigma_\delta = s_e$.

Die Auflösung der Gl. II erübrigt sich also, sobald $\sigma_\delta'' \gtrless s_e$ ist. Für das Eintreten dieser Bedingung kann man sich ein einfaches Kennzeichen derart schaffen, daß man bereits aus dem Verhältnis von $\frac{a}{h}$ erkennen kann, ob $\sigma_\delta'' \gtrless s_e$ ist.

Aus der Gleichung für $\sigma_\delta'' = n s_b \left(\sqrt{\frac{h}{a}} - 1\right)$ ergibt sich

$$\frac{a}{h} = \frac{1}{\left(1 + \frac{\sigma_\delta''}{n\,s_b}\right)^2}.$$

Setzt man in dieser Gleichung $\sigma_\delta'' = s_e$, so wird $\frac{a}{h}$ ein Grenzwert und liefert als solcher das vorhin erwähnte Kennzeichen.

Dann folgt allgemein der Satz:

Für alle Werte von $\frac{a}{h}$, welche kleiner oder gleich diesem Grenzwert sind, ist die Auflösung der Gl. II überflüssig und bei beliebiger Exzentrizität die ökonomische Spannung $\sigma_\delta = s_e$.

Folgende Tabelle IV gibt für die gebräuchlichsten Spannungen diesen Grenzwert $\frac{a}{h}$:

	$\sigma_\delta'' = s_e = 1000$ kg/cm²					$\sigma_\delta'' = s_e = 1100$ kg/cm²					$\sigma_\delta = s_e = 1200$ kg/cm²				
s_b kg/cm²	20	25	30	35	40	20	25	30	35	40	20	25	30	35	40
$\frac{a}{h}$	0,053	0,075	0,096	0,118	0,14	0,046	0,065	0,084	0,104	0,124	0,04	0,057	0,075	0,093	0,111

b) Ist aber $\sigma_\delta'' < s_e$, so ist die Gl. II aufzulösen.

3. Ist nun $N < N_1$, so ist auch $\sigma_\delta < \sigma_\delta''$.

Ist in diesem Falle $\sigma_\delta'' > s_e$, so kann $\sigma_\delta \gtrless s_e$ sein, was jedoch nur durch Auflösung der Gl. II festgestellt werden kann.

VI. Die Feststellung, ob $h \gtrless h_i$,

ist dieselbe wie in A V und sind auch die dort angegebenen Formeln dazu zu benutzen.

VII. Beispiele.

1. Gegeben sind dieselben Abmessungen eines T-förmigen Querschnittes wie im Beispiel 1 (A VI).

$N = 8200$ kg, $s_e = 22$ kg/cm², $[s_e = 1200$ kg/cm²], $e = 259$ cm.

Zu suchen ist σ_δ, worauf f_{e_d} und f_{e_z} wieder nach irgend einem Verfahren ermittelt werden können.

$$\frac{a}{h} = 0{,}0714,\quad \frac{d}{h} = 0{,}214,\quad s = 24{,}5 \text{ cm}.$$

Feststellung, ob $h \gtrless h_i$.

Nach A V ist $M_i = \frac{22 \cdot 120 \cdot 15}{2}\,(70 - 5) - 0 = 1\,288\,000$ kgcm;

darin ist $x = 15$ cm und $\sigma_b = 0$.

$M_z = 8200 \cdot (259 - 70 + 24{,}5) = 1\,750\,000$ kgcm,

$M_i < M_z$, mithin $h < h_i$.

Feststellung, ob $N \gtrless N_1$.

Nach BII ist $N_1 = \frac{70 \cdot 22}{3} [25 \cdot 0{,}538 + 95 \cdot 0{,}269] = 20\,010$ kg.

Die Koeffizienten C_1 und C_2 wurden aus der Tabelle III durch Interpolation entnommen.

Da nun $N < N_1$ ist, muß die Auflösung der Gl. II durchgeführt werden (B V Abs. 3).

Ta-

$\frac{a}{h}$	K_1	K_2	K_3	K_4	K_5 für $\frac{d}{h}$ = 0,5	0,48	0,46	0,44	0,42	0,4	0,38	0,36	0,34
0,04	1,563	0,2292	0,06252	— 0,00123	0,1068	0,0996	0,09251	0,08546	0,07849	0,07169	0,06502	0,0585	0,05222
0,05	1,579	0,2237	0,07895	— 0,00194	0,102	0,09489	0,08788	0,08093	0,07407	0,06739	0,06084	0,05445	0,04831
0,06	1,596	0,2181	0,09576	— 0,00282	0,0971	0,9001	0,08316	0,07632	0,06957	0,063	0,05657	0,05032	0,04433
0,07	1,613	0,2124	0,1129	— 0,00386	0,0921	0,08511	0,07835	0,07161	0,06497	0,05852	0 05222	0,0461	0,04025
0,08	1,631	0,2065	0,1305	— 0,00508	0,08699	0,08014	0,07343	0,06679	0,06026	0,05394	0,04777	0,04179	0,03609
0,09	1,648	0,2005	0,1483	— 0,00648	0,08176	0,07501	0,06839	0,06187	0,05545	0,04925	0,04322	0,03738	0,03183
0,1	1,667	0,1944	0,1667	— 0,00806	0,07641	0,06975	0,06324	0,05683	0,05053	0,04446	0,03857	0,03288	0,02748
0,11	1,685	0,1882	0,1854	— 0,00982	0,07096	0,0644	0,058	0,05169	0,04552	0,03957	0,03382	0,02827	0,02304
0,12	1,705	0,1818	0,2046	— 0,01178	0,06537	0,05891	0,05261	0,04643	0,04038	0,03457	0,02895	0,02356	0,01849
0,13	1,724	0,1753	0,2241	— 0,01394	0,05965	0,0533	0,04711	0,04104	0,03512	0,02945	0,02398	0,01874	0,01383
0,14	1,744	0,1686	0,2442	— 0,0163	0,05381	0,04755	0,04148	0,03553	0,02974	0,02421	0,01889	0,01381	0,00907

Tabelle II.

$\alpha = \frac{x_\delta}{h}$	$\frac{a}{h} = 0{,}04$		$\frac{a}{h} = 0{,}06$		$\frac{a}{h} = 0{,}08$		$\frac{a}{h} = 0{,}10$		$\frac{a}{h} = 0{,}12$		$\frac{a}{h} = 0{,}14$		Zeile
	ξ	η	ξ	η	ξ	η	ξ	η	ξ	η	ξ	η	
0,1	0,0045	0,0036	0,002	0,0016	0,0005	0,0004	0,00	0,00					1
0,12	0,0083	0,0064	0,0046	0,0036	0,0021	0,0016	0,0005	0,0004	0,00	0,00			2
0,14	0,0135	0,01	0,0087	0,0064	0,0049	0,0036	0,0022	0,0016	0,0005	0,0004	0,00	0,00	3
0,16	0,0204	0,0144	0,0142	0,01	0,0091	0,0064	0,0051	0,0036	0,0023	0,0016	0,0006	0,0004	4
0,18	0,0292	0,0196	0,0214	0,0144	0,0149	0,01	0,0095	0,0064	0,0054	0,0036	0,0024	0,0016	5
0,2	0,04	0,0256	0,0306	0,0196	0,0225	0,0144	0,0156	0,01	0,01	0,0064	0,0056	0,0036	6
0,22	0,0533	0,0324	0,0421	0,0256	0,0322	0,0196	0,0237	0,0144	0,0164	0,01	0,0105	0,0064	7
0,24	0,0693	0,04	0,0561	0,0324	0,0443	0,0256	0,0339	0,0196	0,0249	0,0144	0,0173	0,01	8
0,26	0,0884	0,0484	0,0731	0,04	0,0592	0,0324	0,04675	0,0256	0,0358	0,0196	0,0263	0,0144	9
0,28	0,1111	0,0576	0,0934	0,0484	0,0772	0,04	0,0625	0,0324	0,0494	0,0256	0,0378	0,0196	10
0,3	0,1380	0,0676	0,1176	0,0576	0,0988	0,0484	0,0816	0,04	0,0661	0,0324	0,0522	0,0256	11
0,32	0,1696	0,0784	0,1462	0,0676	0,1246	0,0576	0,1047	0,0484	0,0865	0,04	0,0701	0,0324	12
0,34	0,2066	0,09	0,18	0,0784	0,1552	0,0676	0,1322	0,0576	0,1111	0,0484	0,0918	0,04	13
0,36	0,25	0,1024	0,2197	0,09	0,1914	0,0784	0,1650	0,0676	0,1406	0,0576	0,1182	0,0484	14
0,38	0,3007	0,1156	0,2664	0,1024	0,2341	0,09	0,204	0,0784	0,1759	0,0676	0,1498	0,0576	15
0,4	0,36	0,1296	0,3211	0,1156	0,2844	0,1024	0,25	0,09	0,2178	0,0784	0,1878	0,0676	16
0,42	0,4293	0,1444	0,3853	0,1296	0,3436	0,1156	0,3044	0,1024	0,2675	0,09	0,2331	0,0784	17
0,44	0,5102	0,16	0,4605	0,1444	0,4133	0,1296	0,3686	0,1156	0,3265	0,1024	0,287	0,09	18
0,46	0,6059	0,1764	0,5487	0,16	0,4952	0,1444	0,4444	0,1296	0,3964	0,1156	0,3512	0,1024	19
0,48	0,716	0,1936	0,6523	0,1764	0,5917	0,16	0,5340	0,1444	0,4793	0,1296	0,4275	0,1156	20
0,5	0,8464	0,2116	0,7744	0,1936	0,7056	0,1764	0,64	0,16	0,5776	0,1444	0,5184	0,1296	21
0,52	1,00	0,2304	0,9184	0,2116	0,8403	0,1936	0,7656	0,1764	0,6944	0,16	0,6267	0,1444	22
0,54	1,181	0,25	1,089	0,2304	1,00	0,2116	0,9149	0,1936	0,8337	0,1764	0,7561	0,16	23
0,56	1,397	0,2704	1,291	0,25	1,19	0,2304	1,093	0,2116	1,00	0,1936	0,9112	0,1764	24
0,58	1,653	0,2916	1,533	0,2704	1,417	0,25	1,306	0,2304	1,2	0,2116	1,098	0,1936	25
0,6	1,96	0,3136	1,823	0,2916	1,69	0,2704	1,563	0,25	1,44	0,2304	1,323	0,2116	26
0,62	2,33	0,3364	2,172	0,3136	2,019	0,2916	1,873	0,2704	1,731	0,25	1,596	0,2304	27
0,64	2,778	0,36	2,596	0,3364	2,42	0,3136	2,25	0,2916	2,086	0,2704	1,929	0,25	28
0,66	3,325	0,3844	3,114	0,36	2,91	0,3364	2,713	0,3136	2,522	0,2916	2,339	0,2704	29
0,68	4,0	0,4096	3,754	0,3844	3,516	0,36	3,285	0,3364	3,063	0,3136	2,848	0,2916	30
0,7	4,84	0,4356	4,551	0,4096	4,271	0,3844	4,0	0,36	3,738	0,3364	3,484	0,3136	31
0,72	5,898	0,4624	5,556	0,4356	5,224	0,4096	4,903	0,3844	4,592	0,36	4,291	0,3364	32
0,74	7,249	0,49	6,840	0,4624	6,444	0,4356	6,059	0,4096	5,686	0,3844	5,325	0,36	33
0,76	9,0	0,5184	8,507	0,49	8,028	0,4624	7,563	0,4356	7,111	0,4096	6,674	0,3844	34
0,78	11,31	0,5476	10,71	0,5184	10,12	0,49	9,554	0,4624	9,00	0,4356	8,463	0,4096	35
0,8	14,44	0,5776	13,69	0,5476	12,96	0,5184	12,25	0,49	11,56	0,4624	10,89	0,4356	36
0,82	18,78	0,6084	17,83	0,5776	16,90	0,5476	16,0	0,5184	15,12	0,49	14,27	0,4624	37
0,84	25,0	0,64	23,77	0,6084	22,56	0,5776	21,39	0,5476	20,25	0,5184	19,14	0,49	38
0,86	34,31	0,6724	32,65	0,64	31,04	0,6084	29,47	0,5776	27,94	0,5476	26,45	0,5184	39

Aufstellung der Gl. II.

$M_d = 8200\,(259 + 24{,}5 - 5) = 2\,285\,000$ kgcm;

$A_1 = \frac{1}{25 \cdot 22 \cdot 70^2} \cdot 2\,285\,000 \cdot 1{,}613 + 0{,}2124 + \frac{95}{25} \cdot 0{,}0112 = 1{,}626$;

$\xi = 0{,}0988$ (Zeile 11); dem entspricht in der Tabelle $\frac{x_\delta}{h} = 0{,}3$.

Daraus $x_\delta = 0{,}3 \cdot 70 = 21$ cm und $\sigma_\delta = 15 \cdot 22\,\frac{49}{21} = 770$ kg/cm².

belle I.

K_5 für $\frac{d}{h}$ =												$\frac{a}{h}$
0,32	0,3	0,28	0,26	0,24	0,22	0,2	0,18	0,16	0,14	0,12	0,1	
0,04615	0,04031	0,03478	0,02954	0,0246	0,02004	0,01584	0,01204	0,00868	0,00575	0,0033	0,00135	0,04
0,04239	0,03671	0,03134	0,02627	0,02152	0,01716	0,01317	0,00958	0,00644	0,00376	0,00155	−0,00013	0,05
0,03855	0,03303	0,02784	0,02294	0,01838	0,01422	0,01044	0,00707	0,00416	0,00172	−0,00023		0,06
0,03463	0,02928	0,02425	0,01954	0,01517	0,01121	0,00765	0,0045	0,00183	−0,00036			0,07
0,03063	0,02544	0,02059	0,01607	0,0117	0,00814	0,00479	0,00118	−0,00055				0,08
0,02653	0,02151	0,01685	0,01251	0,00855	0,005	0,00188	−0,0008					0,09
0,02234	0,0175	0,01302	0,00888	0,00512	0,0018	−0,0011						0,10
0,01807	0,0134	0,00911	0,00517	0,00162	−0,00148							0,11
0,0137	0,00921	0,00511	0,00137	−0,00196								0,12
0,00921	0,00491	0,00101	−0,00251									0,13
0,00463	0,00052	−0,00317										0,14

$A_2 = \frac{1}{25 \cdot 22 \cdot 70^2} \cdot 1\,750\,000 \cdot 0{,}1129 - 0{,}0039 + \frac{95}{25} \cdot 0{,}0112 = 0{,}1225$

Die Werte $k_1, k_2, \ldots, k_5$ wurden aus der Tabelle I, $\frac{a}{h} = 0{,}07$ bzw. $\frac{d}{h} = 0{,}22$ entnommen.

Gl. II lautet nun: $\eta = 1{,}626\ \xi - 0{,}1225$.

Auflösung der Gl. II:

Tabelle II, $\frac{a}{h} = 0{,}08$.

Die Auflösung wird wie beim exzentrischen Druck mit Hilfe der Tabelle II durchgeführt. Der Vorgang dabei ist, wie schon unter B III erwähnt wurde, ausführlich im Beispiel 1, A VI angegeben und nur über die erste Annahme von ξ aus der Tabelle gilt hier eine andere Überlegung als wie dort:

Aus B III ist bekannt, daß im Falle $N < N_1$, der Wert $\xi > \frac{a}{h} = 0{,}0714$ sein muß und weil die Exzentrizität sehr groß ist, nicht viel von diesem Werte abweichen wird (B II, Abs. 5); dementsprechend wird der erste Wert ξ aus der Tabelle gewählt.

Als Lösung ergibt sich mit hinreichender Genauigkeit

Bestimmung der Eisenflächen.

Die Formeln dafür sind dieselben, wie für exzentrischen Druck und im Beispiel 1 A VI angegeben.

$$f_{e_d} = \frac{(120-25)(21-15)\,\frac{210-21-30}{6} - \frac{120 \cdot 21^2}{6}\,(210-21) + \frac{1\,750\,000}{22} \cdot 21}{15\,(21-5)\,(70-5)}$$

$= 5{,}87$ cm²,

$$f_{e_z} = \frac{(120-25)(21-15)\,\frac{15-30-21}{6} + \frac{120 \cdot 21^2}{6}\,(21-15) + \frac{2\,285\,000}{22} \cdot 21}{15\,(70-21)\,(70-5)}$$

$= 46{,}3$ cm².

2. Gegeben ist derselbe Querschnitt wie im Beispiel 1. $N = 21\,500$ kg, $e = 120$ cm, $s_b = 22$ kg/cm², [$s_e = 1200$ kg/cm²].

Zu suchen σ_δ.

Feststellung, ob $h \gtreqless h_i$.

Aus vorigem Beispiel ist $M_i = 1\,288\,000$ kgcm;

$M_z = 21\,500\,(120 - 70 + 24{,}5) = 1\,602\,000$ kgcm

$M_i < M_z$, mithin $h < h_i$.

Feststellung, ob $N \gtreqless N_1$.

Aus vorigem Beispiel ist $N_1 = 20\,010$ kg, mithin $N \div N_1$ und es liegt B V, Abs. 1 vor und die Auflösung der Gl. II unnotwendig.

Tabelle III.

$\frac{a}{h}$	C_1	C_2 für $\frac{d}{h}$ =																						$\frac{a}{h}$
		0,5	0,48	0,46	0,44	0,42	0,4	0,38	0,36	0,34	0,32	0,3	0,28	0,26	0,24	0,22	0,2	0,18	0,16	0,14	0,12	0,1		
0,04	0,76	5,125	4,781	4,339	4,101	3,767	3,44	3,12	2,808	2,506	2,214	1,935	1,669	1,417	1,181	0,961	0,76	0,578	0,416	0,276	0,158	0,065	0,04	0,04
0,05	0,681	3,875	3,606	3,339	3,075	2,815	2,56	2,311	2,069	1,835	1,61	1,395	1,191	0,998	0,818	0,652	0,5	0,364	0,244	0,143	0,059	−0,005	0,05	0,05
0,06	0,610	3,04	2,822	2,605	2,391	2,18	1,973	1,772	1,577	1,388	1,207	1,035	0,872	0,718	0,576	0,445	0,327	0,221	0,13	0,054	−0,007		0,06	0,06
0,07	0,547	2,446	2,263	2,081	1,902	1,726	1,554	1,387	1,225	1,069	0,92	0,778	0,644	0,519	0,403	0,298	0,203	0,12	0,048	−0,01			0,07	0,07
0,08	0,489	2,0	1,843	1,688	1,536	1,386	1,24	1,098	0,961	0,83	0,704	0,585	0,473	0,369	0,274	0,187	0,11	0,043	−0,013				0,08	0,08
0,09	0,435	1,653	1,517	1,383	1,251	1,121	0,996	0,874	0,756	0,643	0,536	0,435	0,340	0,253	0,173	0,101	0,038	−0,016					0,09	0,09
0,10	0,385	1,375	1,257	1,139	1,023	0,91	0,8	0,694	0,592	0,494	0,402	0,315	0,234	0,16	0,092	0,032	−0,02						0,10	0,10
0,11	0,338	1,148	1,042	0,938	0,836	0,737	0,64	0,547	0,458	0,372	0,292	0,217	0,147	0,083	0,026	−0,024							0,11	0,11
0,12	0,294	0,958	0,864	0,771	0,681	0,592	0,507	0,424	0,346	0,271	0,202	0,135	0,075	0,02	−0,029								0,12	0,12
0,13	0,253	0,798	0,713	0,63	0,549	0,47	0,394	0,321	0,251	0,185	0,123	0,066	0,013	−0,033									0,13	0,13
0,14	0,213	0,661	0,584	0,509	0,436	0,365	0,297	0,232	0,170	0,111	0,057	0,006	−0,039										0,14	0,14

$$\sigma_\delta = 15{,}22\left(\sqrt{\frac{70}{5}}-1\right) = 902 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Eisenflächen rechnen sich wie im Beispiel 1.

3. Gegeben sind die Abmessungen eines T-förmigen Querschnittes, die Kraft N und ihre Exzentrizität e.

$N = 16\,870$ kg, $e = 87$ cm, $B = 90$ cm, $b = 30$ cm, $d = 11$ cm, $h + a_1 = 56$ cm, $a = 5{\cdot}5$ cm, $a_1 = 6$ cm; $s_b = 30$ kg/cm², $[s_e = 1200$ kg/cm²$]$.

Zu suchen σ_δ.

Es ergibt sich $\frac{a}{h} = 0{,}11$; $\frac{d}{h} = 0{,}22$;

$$s = \frac{60\frac{11^2}{2} + 30\frac{56^2}{2}}{60\cdot 11 + 30\cdot 56} = 21{,}6 \text{ cm}.$$

Feststellung, ob $h \gtrless h_i$.

Nach A V ist

$M_i = 817\,900$ kgcm;

$M_z = 16\,870\,(87-50+21{,}6) = 990\,000$ kgcm.

$M_i < M_z$, mithin $h < h_i$.

Feststellung, ob $N \gtrless N_1$.

Nach B II ist $N_1 = \frac{50\cdot 30}{3}[30\cdot 0{,}338 + 60(-0{,}024)] = 4340$ kg.

Die Koeffizienten C_1 und C_2 wurden wieder aus Tabelle III entnommen.

Da nun $N > N_1$ ist, liegt B V, Abs. 2 vor.

Dort ist in der Tabelle IV für die gegebenen Spannungen der Grenzwert $\frac{a}{h} = 0{,}075$ angegeben. Da das vorliegende $\frac{a}{h}$ größer als 0,075 ist, muß die Gl. II aufgelöst werden.

Aufstellung der Gl. II:

$M_d = 16\,870\,(87+21{,}6-5{,}5) = 1\,740\,000$ kgcm.

A_1 und A_2 bestimmen sich wie in den vorhergehenden Beispielen, und es ergibt sich:

Gl. II: $\eta = 1{,}388\,\xi - 0{,}0688$.

Auflösung der Gl. II:

Tabelle II, $\frac{a}{h} = 0{,}12$.

Da $N > N_1$ ist, so muß (B III) $\xi < \frac{a}{h} = 0{,}11$ sein; dementsprechend wird wieder die erste Annahme von ξ aus der Tabelle gewählt.

Als Lösung ergibt sich mit hinreichender Genauigkeit $\xi = 0{,}0661$ (Zeile 11); dem entspricht in der Tabelle $\frac{x_\delta}{h} = 0{,}3$.

Damit ist $x_\delta = 0{,}3\cdot 50 = 15$ cm und $\sigma_\delta = 15\cdot 30\frac{35}{15} = 1050$ kg/cm².

Die Eisenflächen können wieder wie im Beispiel 1 ermittelt werden.

4. Gegeben ist derselbe Querschnitt wie im Beispiel 1.

$N = 40\,000$ kg, $e = 180{,}5$ cm, $s_b = 40$ kg/cm², $[s_e = 1200$ kg/cm²$]$.

Zu suchen σ_δ.

Feststellung, ob $h \gtrless h_i$.

$M_i = 3\,186\,000$ kgcm, $M_z = 40\,000\,(180{,}5 + 24{,}5 - 70) = 5\,400\,000$ kgcm.

$M_i < M_z$, mithin $h < h_i$.

Feststellung, ob $N \gtrless N_1$.

Es ergibt sich $N_1 = \frac{70\cdot 40}{3}(25\cdot 0{,}538 + 95\cdot 0{,}269) = 36\,400$ kg.

Mithin $N > N_1$ und es liegt wieder B V, Ab. 2 vor.

Dort ist in der Tabelle IV für die gegebenen Spannungen der Grenzwert $\frac{a}{h} = 0{,}111$ angegeben.

Da das vorliegende $\frac{a}{h} = 0{,}0714 < 0{,}111$ ist, fällt die Auflösung der Gl. (II) weg und es ist $\sigma_\delta = s_e = 1200$ kg/cm² zu setzen.

5. Gegeben sind die Abmessungen eines rechteckigen Querschnittes.

$h + a = 60$ cm,

$a = a_1 = 5$ cm,

$b = 30$ cm;

$N = 12\,500$ kg, $s_b = 20$ kg/cm², $[s_e = 1200$ kg/cm²$]$, $e = 45$ cm.

Zu suchen σ_δ, bzw. f_{e_d} und f_{e_z}.

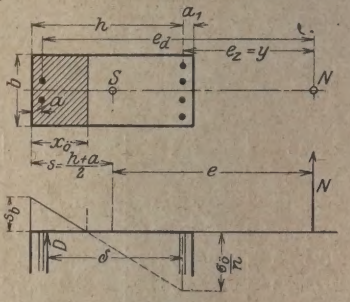


Abb. 7.

$\frac{a}{h} = 0{,}091$; $s = \frac{h+a}{2} = 30$ cm.

Feststellung, ob $h \gtrless h_i$.

Nach A V ist

$$M_i = \frac{30\cdot 20\cdot 11{,}0}{2}(55 - 3{,}67) = 169\,300 \text{ kgcm},$$

$M_z = 12\,500\,(45 - 55 + 30) = 250\,000$ kgcm.

$M_i < M_z$, mithin $h < h_i$.

Feststellung, ob $N \gtrless N_1$.

Tabelle III.

Nach B II ist $N_1 = \frac{30\cdot 55\cdot 20}{3}\cdot 0{,}435 = 4780$ kg; mithin $N > N_1$ und es liegt B V, Abs. 2 vor.

Dort ist in der Tabelle IV für die gegebenen Spannungen der Grenzwert $\frac{a}{h} = 0{,}04$ angegeben, und da das vorliegende $\frac{a}{h} = 0{,}091 > 0{,}04$ ist, muß die Gl. (II) aufgelöst werden.

Aufstellung der Gl. (II):

$M_d = 12\,500\,(45 + 30 - 5) = 875\,000$ kgcm,

$$A_1 = \frac{1}{30\cdot 20\cdot 55^2}\cdot 875\,000\cdot 1{,}648 + 0{,}2005 = 0{,}993,$$

$$A_2 = \frac{1}{30\cdot 20\cdot 55^2}\cdot 250\,000\cdot 0{,}1483 - 0{,}0065 = 0{,}0139.$$

Es ergibt sich mithin Gl. (II): $\eta = 0{,}993\,\xi - 0{,}0139$.

Auflösung der Gl. (II):

Tabelle II, $\frac{a}{h} = 0{,}1$.

Da $N > N_1$ ist, muß nach B III wieder $\xi < \frac{a}{h} = 0{,}091$ sein; dementsprechend wird wieder die erste Annahme von ξ aus der Tabelle gewählt.

Als Lösung ergibt sich mit hinreichender Genauigkeit $\xi = 0{,}0339$ (Zeile 8); dem entspricht $\frac{x_\delta}{h} = 0{,}24$.

Damit ist $x_\delta = 0{,}24\cdot 55 = 13{,}2$ cm und $\sigma_\delta = 15\cdot 20\,\frac{41{,}8}{13{,}2} = 950$ kg/cm².

Bestimmung der Eisenflächen.

Die Formeln sind wieder dieselben wie für exzentrischen Druck und im Beispiel 3, A VI angegeben.

$$f_{e_d} = \frac{\frac{250\,000}{20}\cdot 13{,}2 - \frac{30\cdot 13{,}2^2}{6}(165 - 13{,}2)}{15\cdot 8{,}2\cdot 50} = 5{,}35 \text{ cm}^2,$$

$$f_{e_z} = \frac{\frac{875\,000}{20}\cdot 13{,}2 + \frac{30\cdot 13{,}2^2}{6}(13{,}2 - 15)}{15\cdot 41{,}8\cdot 50} = 18{,}3 \text{ cm}^2.$$

BERICHT ÜBER DIE ARBEITEN DES NORMENAUSSCHUSSES DER DEUTSCHEN INDUSTRIE, ARBEITSAUSSCHUSS FÜR BETON UND EISENBETON.

Der ein Glied der Abteilung „Bauwesen" des Normenausschusses der deutschen Industrie bildende „Arbeitsausschuß für Beton und Eisenbeton" steht unter der Obmannschaft von Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden. Nachdem sich am 14. April 1919 bei einer Vorbesprechung in Dresden die erschienenen Vertreter des „Deutschen Betonvereins", E. V., des „Zentralverbandes Deutscher Zementwaren- und Kunststein-Fabrikanten", E. V., Sitz Leipzig, und des „Zementwaren-Fabrikanten-Vereins Deutschlands", E. V., Sitz Berlin, bereit erklärt hatten, in diesem Arbeitsausschuß mitzuwirken, fand am 30. Mai 1919 die Gründungssitzung in Dresden statt, der dann am 22. Juli und am 28. Oktober Sitzungen in Eisenach folgten.

Der Arbeitsausschuß hat sich zur Aufgabe gestellt, die Zementwaren sowie auch die Baugeräte und Arbeitsverfahren für diese Erzeugung und für den Eisenbetonbau zu vereinheitlichen.

Sein Arbeitsgebiet umfaßt:

Hauptgruppe A. Zementwaren:

Abteilung I. Tiefbau-Zementwaren:

Gruppe 1. Kanalisationsbauteile — Zementrohre:
„ 2a. Zementplatten für Gehwegbefestigungen sowie für überdeckte Räume (Fußboden- und Wandplatten);
„ 2b. Bordschwellen und Bordsteine;
„ 2c. Grenz- und Nummersteine;
„ 3. Einfriedigungspfosten;
„ 4. Kabelformstücke.

Abteilung II. Hochbau-Zementwaren:

Gruppe 5. Deckenbauteile (Zementdielen und Betonbalken);
„ 6. Betonüberlagsträger;
„ 7. Wandbauteile;
„ 8. Treppenbauteile;
„ 9. Bauwerkstücke (Tür- und Fenstergerüste, Mauer- und Schornstein-Abdeckplatten, Traufplatten usw.).

Hauptgruppe B. Baugeräte und Arbeitsverfahren:

Abteilung I. Baugeräte:

Gruppe 10a. Fördergefäße (Schubkarren, Mulden- und Rundkipper);
„ 10b. Mischmaschinen;
„ 11. Feldbahngleise, Weichen und Drehscheiben.

Abteilung II. Arbeitsverfahren:

Gruppe 12. Vereinfachung von Arbeitsverfahren;
„ 13. Baugerüste und Schalungen;
„ 14. Eisenbeton-Rundeisen.

Alle in der vorstehenden Übersicht aufgeführten Gebiete wurden in der Weise durchgearbeitet, daß die einzelnen Gruppen von Mitgliedern des Arbeitsausschusses vorbereitet und auf Grund dessen in den Sitzungen beraten wurden, so daß deren Normung bereits in ziemlich weitgehender Weise gefördert und z. T. schon bis zur vorläufigen Festsetzung von Normenblattentwürfen gediehen ist.

Als allgemeine Normen sind folgende festgesetzt worden:

1. Unter „Zementwaren", deren Normung die Hauptaufgabe des „Arbeitsausschusses für Beton und Eisenbeton" bildet, sollen alle fabrikmäßig aus Zementbeton herstellbaren Waren verstanden werden, die man als Stapelware auf Lager nimmt und mit denen man handelt, also „Zement-Handelswaren".

2. Die Normenblätter sollen kein Sammelwerk für die z. Zt. vorhandenen Profile sein, sondern Vorschläge für die künftige Regelung der Stapelware bringen und sich deshalb auf möglichst wenige Profile beschränken.

3. Auf Beschluß des „Arbeitsausschusses für Beton und Eisenbeton" sollen grundsätzlich die Maßangaben für alle Zementwaren, die für den Tiefbau bestimmt sind, in mm, dagegen die für die Hochbau-Zementwaren in cm eingesetzt werden.

4. Die Abmessungen sollen mit kleinen lateinischen Buchstaben bezeichnet werden (Länge = l, Breite = b, Höhe = h usw.).

Fertiggestellt sind folgende Normenblattentwürfe:

1. Kabelformstücke,
2. Mauerabdeckplatten aus Beton,
3. Mischmaschinen (Beziehung des Inhaltes der Mischmaschine zum Inhalte der Fördergefäße).

Auch wird über den derzeitigen Stand der Vereinheitlichungsarbeiten der einzelnen Gebiete in den folgenden Heften ausführlicher berichtet werden. Als Ort für die nächste Sitzung des Arbeitsausschusses im März ist Naumburg in Aussicht genommen.

Im folgenden sollen vorgreifend die Einzelgruppen besprochen werden, für welche in der letzten Sitzung bereits die Normenblätter vorläufig festgesetzt worden sind.

Gruppe 4. Kabelformstücke:

Der Bearbeiter, Herr Dr.-Ing. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins, Obercassel (Siegkreis), legte bereits in der ersten Sitzung einen Normenblattentwurf vor, der in den Klassen I bis IIIa Formstücke für 2 bis 4 Kabelleitungen für Hauptkanäle, in den Klassen IV bis VIa solche für 2 bis 4 Kabelleitungen für Hauptkanäle im Straßendamme und in den Klassen VII und VIII solche für 1 und 2 Kabelleitungen für Verteilungskanäle enthält. Der Entwurf ist nur in wenigen Einzelpunkten abgeändert und nunmehr als vorläufige Norm festgesetzt worden.

Für sämtliche Formstücke beträgt die normale Baulänge (einschl. Falz, ausschließl. Muffe) 1000 mm.

Die baldigste Einführung der Kabelformstücke mit den von der Postverwaltung vorgeschlagenen ringförmig verstärkten Muffenenden als „allgemeine Norm" wird empfohlen, da diese voraussichtlich ohnehin in absehbarer Zeit von den Postverwaltungen gefordert werden wird.

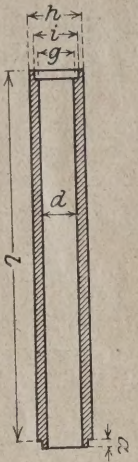
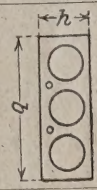
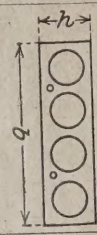
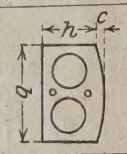
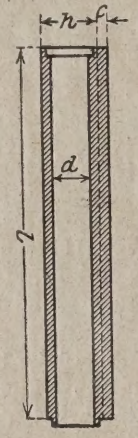
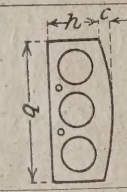
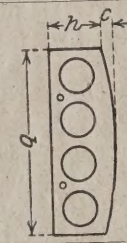
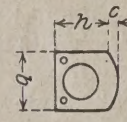
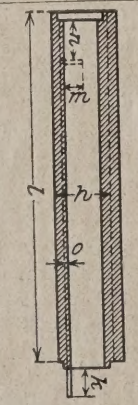
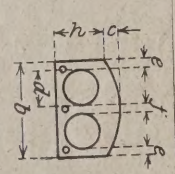
Die große Anzahl der Formstücke kann nicht vermindert werden, da das Normenblatt lediglich die bereits bei den Postverwaltungen feststehenden Profile enthält.

Die „Reichstelegraphenverwaltung" sowie das „Telegraphenkonstruktionsamt der bayrischen Posten und Telegraphen" haben bereits ihr Einverständnis mit den Normungsvorschlägen erklärt.

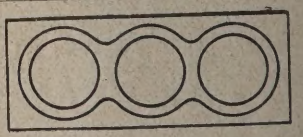
Gruppe 9. Bauwerkstücke, b) Mauerabdeckplatten aus Beton:

Nach den Vorschlägen des Bearbeiters, Herrn Arch. Matthies von der Schriftleitung des „Zementwaren-Fabrikanten-Vereins Deutschlands", Berlin, und den hierauf gefaßten Sitzungsbeschlüssen wurde ein Normenblatt entworfen, welches nach Gehör des „Arbeitsausschusses für Hochbaunormung" insofern abgeändert wurde, als an Stelle der zunächst durchgängig mit 7 cm seitlichem und 10 cm Scheitelmaß angenommenen Plattenstärke der Ablauf durchgängig unter Beibehaltung von 7 cm seitlicher Plattendicke gleichmäßig ungefähr den Neigungswinkel erhielt, der für die breitesten

Kabelformstücke.

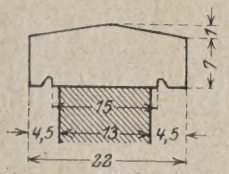
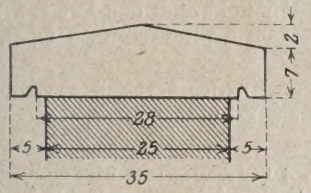
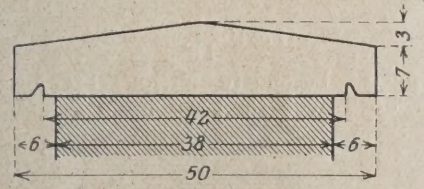
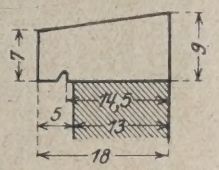
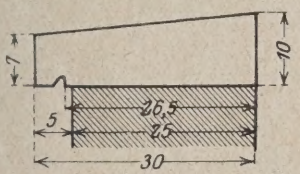
Klasse	Querschnitt	Längsschnitt	l mm	a mm	b mm	h mm	c mm	d mm	e mm	f mm	g mm	i mm	k mm	m mm	n mm	o mm	Verwendungsgebiet	Bemerkungen
I			1000	10	266	150		100	25	16	120	130					Formstücke für Hauptkanäle.	In den Stirnwänden: Löcher von 10 mm ⌀, 50 mm tief, zur Aufnahme eiserner Dorne.
Ia			1000	10	309	172		120	26	17	140	150						
II			1000	10	382	150		100	25	16	120	130						
IIa			1000	10	446	172		120	26	17	140	150						
III			1000	10	498	150		100	25	16	120	130						
IIIa			1000	10	583	172		120	26	17	140	150						
IV			1000	10	266	150	30	100	25	16	120	130					Formstücke für Hauptkanäle im Straßendamme.	
IVa			1000	10	309	172	30	120	26	17	140	150						
V			1000	10	382	150	30	100	25	16	120	130						
Va			1000	10	446	172	30	120	26	17	140	150						
VI			1000	10	495	150	30	100	25	16	120	130						
VIa			1000	10	583	172	30	120	26	17	140	150						
VII			1000	10	150	150	30	100	25		120	130	80—90	60	100	7	Formstücke für Verteilungskanäle	Formstücke VII u. VIII mit 2 bew. 3 Eiseneinlagen 7 mm ⌀.
VIII			1000	10	266	150	30	100	25	16	120	130	80—90	60	100	7		

Sämtliche Formstücke werden auch mit ringförmig verstärkten Muffenenden nach nebenstehendem Querschnitte geliefert.



Platten der Klassen I und II eine Scheitelstärke von 10 cm ergibt. Dies ist deshalb erfolgt, weil die schmäleren Platten bei durchgängig 10 cm Scheitelstärke namentlich bei der Aufsicht dem Auge zu schwer erscheinen und auch wesentlich teuerer würden, als die in der vorgeschlagenen Weise abgeschwächten Platten, und weil auch bei Annahme des gleichen Neigungswinkels die Abläufe der Platten für die schwächeren

Mauerabdeckplatten aus Beton.

Klasse	Sorte	Querschnitt	Baulänge cm	Mauerstärke cm	Bemerkungen
I	a		100	13	Zweiseitiger Ablauf und Wassermasse.
	b		100	25	
	c		100	38	
II	a		100	13	Einseitiger Ablauf und Wassernase.
	b		100	25	

durchgehenden Mauern und für die Verstärkungsschäfte besser zusammengeführt werden können.

Die Baulänge aller Werkstücke soll durchgängig 100 cm betragen.

Die Klasse I umfaßt Mauerabdeckplatten mit zweiseitigem Ablaufe und beiderseitiger Wassernase für 13 cm (durchlaufende gemeinschaftliche Grenzeinfriedigungen) sowie für 25 und 38 cm starke Mauerteile (Schaftverstärkungen bzw. einzelne Konstruktionsmauerteile).

Die Klasse II enthält Mauerabdeckplatten mit einseitiger Abdachung und Wassernase für 13 cm starke (durchlaufende „Eigentums"-Grenzeinfriedigungen) und 25 cm starke Mauerteile (Schaftverstärkungen).

Die Werkstücke sind in der Hauptsache zur Abdeckung der Grenzeinfriedigungen zwischen den Grundstücken gedacht und werden deshalb meist mit glatten, stampfgerechten Außenflächen hergestellt werden, doch können sie auch bei Anpassung der Ausführungsweise der Außenflächen an die der Gebäude (z. B. bei Herstellung mit steingerecht bearbeiteter besonderer Vorsatzschicht) in geeigneten Fällen zur Abdeckung von Straßeneinfriedigungen verwendet werden.

Gruppe 10b. Mischmaschinen:

Der Bearbeiter, Herr Dr.-Ing. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereines, legte in der zweiten Sitzung auf Grund einer umfassenden Umfrage bei beteiligten Beton- und Eisenbeton-Unternehmen und bei erzeugenden Maschinenfabriken einen Normenblattentwurf vor, der sich lediglich darauf beschränkt, den nutzbaren Mischerinhalt in ein bestimmtes Verhältnis zu dem Inhalte der Fördergefäße zu bringen. Als Fördergefäße kommen Schubkarren, Mulden- und Rundkipper, Kastenkipper und Aufzugkästen in Betracht. Der nutzbare Rauminhalt der Schubkarren, als des Ausgangsfördergefäßes, ist auf Grund der erfahrungsgemäß damit zu erzielenden günstigsten Arbeitsleistung, nicht aber danach gewählt worden, wie er für das Messen von Mischungen am besten geeignet ist und hiernach zu 75 Liter festgelegt worden.

Die Mischmaschinen sind in Kollergang- und Trommelbauweise gedacht. Die Wahl der Bauweise entscheidet sich nach dem betreffenden Verwendungszweck. Kollergang-

Mischmaschinen.
(Kollergang und Trommelmischer.)

Type	Nutzbarer Inhalt Liter	Beziehung des Inhaltes der Mischmaschine zum Inhalte der Fördergefäße
I.	75	= 1 Schubkarren zu 75 l
II.	150	= 2 Schubkarren zu 75 l
III.	250	= 1 Kipper zu 250 l oder 1/2 „ „ 500 l „ 1/3 „ „ 750 l
IV.	375	= 5 Schubkarren zu 75 l oder 1/2 Kipper „ 750 l
V.	500	= 2 Kipper zu 250 l oder 1 „ „ 500 l „ 2/3 „ „ 750 l
VI.	750	= 10 Schubkarren zu 75 l oder 3 Kipper „ 250 l „ 1 1/2 „ „ 500 l „ 1 „ „ 750 l
VII.	1000	= 4 Kipper zu 250 l oder 2 „ „ 500 l

mischer werden meist nur für ortsfeste Betriebe (Zementwarenwerkstätten und dergl.), Trommelmischer aber für bewegliche Baubetriebe (Eisenbeton-Bauausführungen) Verwendung finden. Der nutzbare Mischerinhalt richtet sich nach dem Umfange des Betriebes bzw. nach der Menge der jeweilig für kleine Zeiträume gebrauchten Mischungen.

Prof. Dr.-Ing. W. Gehler
als Obmann.

M. Bulnheim
als Geschäftsführer für die Niederschriften.

STATISCH BESTIMMTE KRAFTWIRKUNGEN IM STATISCH UNBESTIMMTEN SYSTEM.

Von Dipl.-Ing. W. Fechner, Bremen.

Der einfach statisch unbestimmte Zweigelenkrahmen ist in seinen Berechnungsmethoden schon sehr vielseitig behandelt worden; hier soll darum nicht auf die Art der Berechnung, sondern lediglich auf die Kraftwirkung bei besonderen Belastungsfällen durch Einzellasten eingegangen werden.

Beliebig geformte zweiseitige und symmetrisch angeord-

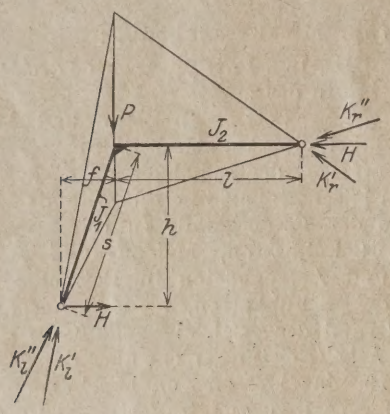


Abb. 1.

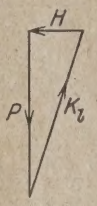


Abb. 2.

nete dreiseitige Zweigelenkrahmen sollen Gegenstand dieser Betrachtung bilden.

Der einhüftige Zweigelenkrahmen in Abb. 1 sei im Knickpunkt der beiden Systemachsen durch eine vertikale Einzellast P belastet.

Gehen wir von der Gleichgewichtsbedingung aus: Drei Kräfte in einer Ebene sind im Gleichgewicht, wenn sie sich in einem Punkte schneiden, so müssen sich die zunächst unbekannten Kämpferdrücke auf der Kraftlinie P schneiden.

Die Kämpferdrücke K_l und K_r sind Funktionen des statisch unbestimmten Horizontalschubes H, den man ohne Rechnung durch eine einfache Überlegung finden kann.

Der Horizontalschub H muß nämlich nach Castigliano eine solche Größe haben, daß die Formänderungsarbeit im System zu einem Minimum gemacht wird.

Der Ausdruck für die Formänderungsarbeit hat, wenn man nur den Einfluß der Biegungsmomente berücksichtigt, die Form:

$$A = \int \frac{M^2 . d s}{2 E J}.$$

Die Größe der Formänderungsarbeit nimmt ab, solange sich die Neigung der Kämpferdruckrichtungen vermindert; sie erreicht ein Minimum, in diesem Falle den Wert o, in dem Augenblick, wo die Kämpferdruckrichtungen mit den Stabachsen des Systems zusammenfallen, um bei weiterer Verringerung der Neigung der Kämpferdruckrichtungen wieder zu wachsen.

Aus dieser Überlegung ergibt sich also die statisch unbestimmte Größe H durch Zerlegung der Last P (Abb. 2) in die beiden Stabachsen des statisch unbestimmten Systems im statisch bestimmten Sinne:

$$H = P \frac{f}{h}.$$

Der Ausdruck für H ist unabhängig von dem Verhältnis der Trägheitsmomente der beiden Rahmenstäbe, wenn vom Einfluß der Normalkräfte auf die Formänderungsarbeit abgesehen wird.

Die dargestellte Belastung erzeugt keine Biegungsmomente im Rahmen.

Durch genau dieselbe Überlegung wie oben kommt man beim gleichschenkligen Dreieckrahmen (Abb. 3) infolge Belastung durch eine Einzellast im Scheitel zu dem Resultat:

$$H = \frac{P l}{4 h}.$$

Man hat hier wiederum nur die Last P im statisch bestimmten Sinne in die beiden Schenkel des Dreieckrahmens zu zerlegen, um dann die statisch unbestimmte Größe H ablesen zu können.

Nichts ändert sich an der statisch bestimmten Kraftwirkung, wenn beim Dreieckrahmen keine Symmetrie mehr vorliegt.

Für den in Abb. 4 dargestellten ungleichschenkligen Dreieckrahmen, der durch eine Einzellast im Scheitel belastet ist, erhält man:

$$H = P \frac{a b}{l h}.$$

Bisher ist nur der besondere Fall lotrechter Belastung behandelt worden, doch auch für horizontale Belastungen wird

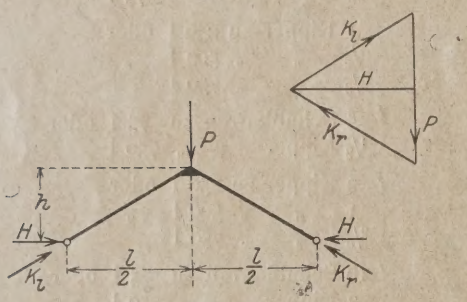


Abb. 3.

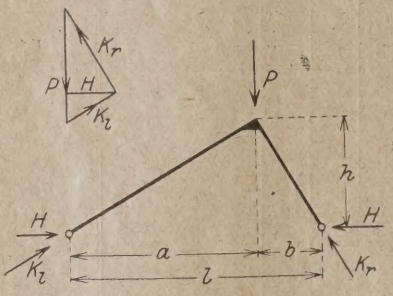


Abb. 4.

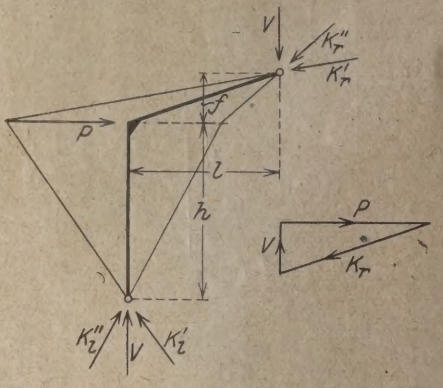


Abb. 5.

an der Tatsache der statisch bestimmten Kraftwirkung im statisch unbestimmten System nichts geändert, wenn die Last im Knickpunkt der beiden Seiten angreift.

Fassen wir bei dem in Abb. 5 dargestellten einhüftigen Zweigelenkrahmen die vertikale Komponente V der Kämpferdrücke als statisch unbestimmte Größe auf, so erhalten wir durch Zerlegung im statisch bestimmten Sinne ganz analog:

$$V = P \frac{f}{h}.$$

Für den oben betrachteten Dreieckrahmen ergibt sich bei Belastung durch eine horizontale Einzellast im Scheitel

a) für den gleichschenkligen Fall (Abb. 6):

$$V = P \frac{h}{l},$$

$$H = \frac{P}{2};$$

b) für den ungleichschenkligen Fall (Abb. 7):

$$V = \frac{P\,h}{l},$$

$$H_r = \frac{P\,b}{l} \text{ und } H_e = \frac{P\,a}{l}.$$

In allen hier betrachteten Fällen wird also der Ausdruck für die statisch unbestimmte Größe unabhängig vom Verhältnis der Trägheitsmomente der Stabachsen, und es wirkt für diese besonderen Belastungsfälle der einfach statisch unbestimmte zweiseitige Zweigelenkrahmen genau wie ein statisch bestimmter Dreigelenkrahmen.

Zusammenfassend läßt sich also der Satz aufstellen:

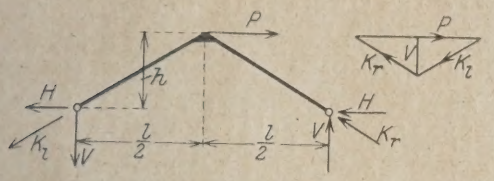


Abb. 6

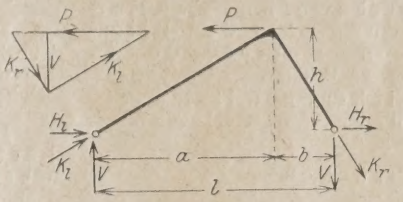


Abb. 7.

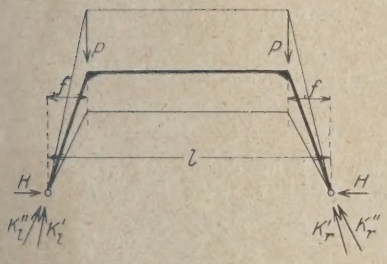


Abb. 8.

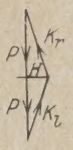


Abb. 9.

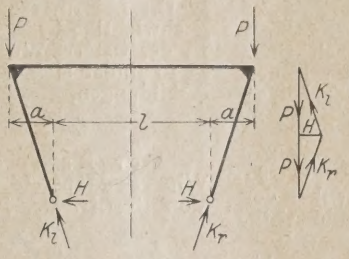


Abb. 10.

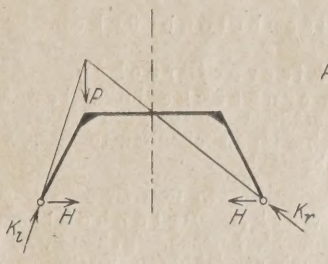


Abb. 11a.

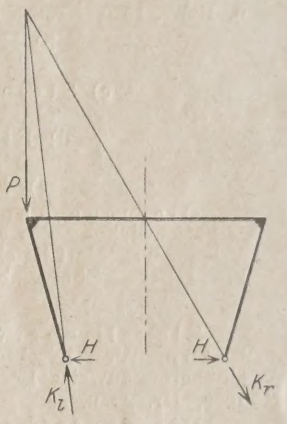


Abb. 11b.

„Wird ein zweiseitiger Zweigelenkrahmen im Knickpunkt der Stabachsen durch eine Einzellast belastet, so ist die Kraftwirkung in diesem statisch unbestimmten System statisch bestimmt."

Mit gewissen Einschränkungen gilt dieser Satz auch für den dreiseitigen Zweigelenkrahmen.

Für den in Abb. 8 dargestellten dreiseitigen Zweigelenkrahmen mit symmetrischer Belastung läßt sich ohne weiteres eine mögliche, sich aus der Symmetrie ergebende Stützlinie eintragen.

Stellt man hier wiederum über den Verlauf der Stützlinie die obige Betrachtung an, so muß, damit die Formänderungsarbeit

$$A = \int \frac{M^2 ds}{2EJ}$$

zum Minimum durch die Wahl der statisch unbestimmten Größe H gemacht wird, die Stützlinie mit dem Stabsystem zusammenfallen. In diesem Falle hat das Minimum wieder den Wert o.

Man hat also auch hier die Lasten P im statisch bestimmten Sinne in die Richtungen der Systemachsen zu zerlegen, um dann die statisch unbestimmte Größe ablesen zu können (Abb. 9):

$$H = P\,\frac{f}{h}.$$

Analog wird für den in Abb. 10 skizzierten Fall:

$$H = P\,\frac{a}{h}.$$

Hat man es nur mit einseitiger Belastung zu tun, so ergibt sich der Horizontalschub bemerkenswerterweise unabhängig von dem Verhältnis der Trägheitsmomente der Systemachsen, da er halb so groß sein muß wie im Falle symmetrischer Belastung:

$$H = P\,\frac{f}{2h}.$$

Die Stützlinie schneidet den oberen Riegel in der Symmetrieachse (Abb. 11a u. 11b).

Zusammenfassend läßt sich also der Satz aufstellen:

„Wird ein Zweigelenkrahmen, der aus drei geraden beliebig zu einer Symmetrieachse angeordneten Stabachsen besteht, durch vertikale Einzellasten in den Knickpunkten des Systems symmetrisch belastet, so ist die Kraftwirkung in diesem statisch unbestimmten System statisch bestimmt."

Ist die Belastung durch Einzellasten in den Knickpunkten nicht symmetrisch, so wird der Ausdruck für die statisch unbestimmte Größe unabhängig vom Verhältnis der Trägheitsmomente, und zwar gilt dieser Satz auch für horizontale Belastung, also bezüglich der Belastung ganz allgemein.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister-Dr. Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Die Freigabe von Baustoffen in der Provinz Brandenburg. D. B.-Ztg. 1920, Nr. 38.

Leichtsteine aus Hochofenschlacke nach dem Verfahren von Carl H. Schol. Eine Art Schwemmsteine aus künstlichem Bimssande. Stahl u. Eisen 1920 v. 4 März, Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1920, Rundschau S. 334 (½ Spalte).

Staubentwicklung auf Zementfußböden. Winke zur Milderung derselben in Beton u. Eisen 1920, Nr. 7/8, S. 95.

Neue französische Mörtelspritzen. Städt. Tiefbau 1920, Heft 7. 2 Seiten

Portlandzement- und Betonindustrie. Entwicklungshemmnisse. — Ausblicke. Von Staatsbahnrat Spindel (Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 49 u. Nr. 50). Daselbst Erwiderung von Geheimrat Prof. Dr. Gary.

Die wissenschaftlichen Grundlagen des Wärmeschutzes. Von Prof. Dr. Knoblauch, München. Neudeutsche Bauzeitung 1920, Nr. 14/15 u. 16/17.

Dampfhärtung für Zementwaren. 1½ Seiten in der Tonind-Ztg. 1920, Nr. 45, S 429/30.

Statik und Festigkeitslehre.

Vorschläge für einheitliche Belastungsannahmen und Beanspruchungen in Deutsch-

land. Von Prof. Dr. H. Kayser, Darmstadt (Mitt. f. Zem. u. Beton der D. B.-Ztg 1920, Nr. 3 u. 4).

Dachpfetten. Über die Berechnung der rechtwinklig zur Dachfläche oder völlig lotrecht stehenden Pfetten aus Eisenbeton spricht sich Dipl.-Ing. Henkel in einer Zuschrift aus in Beton u. Eisen 1920, Nr. 7/8, S. 95.

Beitrag zur Berechnung der schiefen Zugkräfte am Auflager des Eisenbetonbalkens bei wandernden Einzellasten. Von Dipl.-Ing. Franz Meyer, Königsberg. Beton u. Eisen 1920, Heft 7/8, S. 93—95.

Vereinfachung der Berechnung der Silos. Von Ing. Joh. Arn. Pieters, Sofia (Beton u. Eisen 1920, Heft 6 u. 7/8)

Brückenbau.

a) Allgemeines.

Der internationale Wettbewerb um den Entwurf einer neuen Verbindung über den Ljimfjord zwischen Aalborg und Nörresundby in Dänemark. D. B. Ztg. 1920, Nr. 23 u. 24.

Verbindung von Tondichtung mit Mauerwerk und anderen Dichtungen. Von Gerhardt im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 32, S. 200. Mit 3 Abb.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

Die neue Aspernbrücke in Wien. Nach einer Veröffentlichung des städt. Bauinspektors Künstner im Neuen Wiener Tageblatt ist eine im Brückenbau 1920 Nr. 3 erschienene kurze Beschreibung abgefaßt.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Ziegelmauerwerk, Betonhohlbau, Gußbeton. Von Direktor M. Loesch. Behandlung der bei der Gußbetonbauweise Loesch erreichbaren Vorteile. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 42 u. 43.

Die deutsche Betongußbauweise „Loesch". Baumarkt 1920, Nr. 16 (2 Seiten).

Wärmewirtschaft und Sparbau. 1½ Seite in Baumarkt 1920, Nr. 19.

Ende der Lehmbauweise. Zustimmende Zuschrift unter dieser Spitzmarke in der Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 29.

Das Strohdach. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 23. 1 Spalte.

Los vom Lehm- und Holzbau. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 28. Von Arch. Hoffmann. 1½ Spalte.

Wasserbau.

a. Grund und Uferbau.

Erhöhung der Widerstandsfähigkeit hölzerner Zugpfähle. Beschreibung der Pfähle der Bauart „Baugesellschaft Möbius & Co.", die mit Holzknaggen (mit Bolzen befestigt) versehen sind. D. Bau-Ztg. 1920, Mitteil. f. Zement u. Beton, Nr. 3.

Erfahrungen mit eisernen Spundwänden im See- und Hafenbau. Von Reg.-Baumstr. Prüß im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 33, mit 6 Abb. 2 Seiten.

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft.

Hochwasserschutz und geregelte Wasserwirtschaft. Von Hafendirektor Sauter, Reg.-Baumstr. a. D. 5 Spalten in der Wochenschr. d. Architekten-Vereins zu Berlin vom 22. 4. 1920.

Gründung eines Mitteldeutsch-Süddeutschen Bundes für die Wasserwirtschaft. Kurze Mitteilung hierüber in der D. B. Ztg. 1920, Nr. 35.

c) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

Die zweckmäßigste Linienführung des Großschiffahrtsweges vom Main zur Donau. D. B.-Ztg. 1920, Nr. 29 u. 31. I. Linie über Amberg, II. Linie über Bamberg—Steppburg.

Die Rhein-Donau-Verbindung im 17. Jahrhundert. Kurze chronistische Mitteilung, wiedergegeben in der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 29.

Schiffbarmachung der Rheinstrecke Basel—Bodensee. Mitteilung über das noch nicht erledigte Preisausschreiben von 1913 in der Schweizerischen Wasserwirtschaft 10./25. März 1920 und in der Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 17/18, S. 356.

Ergänzende Mitteilungen über den Mittellandkanal im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 28, enthält u. a. zwei Zusammenstellungen über die Kosten der Kanalspeisung für verschiedene Möglichkeiten, 1. bei der Südlinie, 2 bei der Mittellinie.

Besprechung der Denkschrift über den Großschiffahrtsweg Rhein—Main—Donau. Von Reg.-Baumstr. Günther Schmick in der Südd. Bau-Ztg. 1920, Nr. 18. Es handelt sich dabei um die Denkschrift, die der am 22. XII 1917 gegründete Main—Donau-Stromverband herausgegeben hat. Sie ist verlegt bei Karl Gerber, München 1920.

Bruch eines Schleusentores. 1 Seite im Zentralblatt d. Bauverw. 1920, Nr. 34, behandelt den Torbruch an Schleuse 4 des Bromberger Kanals im Jahre 1917. Mit 2 Abb.

d) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Die Talsperre im Queis bei Goldentraum. Zuschrift von Link (Essen) zu den Ausführungen von Bachmann im Zentralbl. d. Bauv. 1920, S 82. Es wird nur die Dichtungsfrage behandelt. Zentralbl. 1920, Nr. 34, S. 211.

Der Stand der Nutzbarmachung und Schiffbarmachung der schweizerischen Hauptgewässer. Referat in der Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1920, Nr. 13. 2 Spalten mit Tabellen und Übersichtskarte.

Über Sohlenwasserdruck bei Staumauern mit entwässerter Gründungsfläche. In der Zeitschrift f. Bauwesen 1919, Heft 7 bis 9, untersucht Link diese hochwichtige Frage unter Auswertung von Messungsergebnissen. In der Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1920, Nr. 1, S. 10 findet sich ein Auszug hierüber mit einigen wesentlichen Abbildungen.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Der Rammelberg-Tunnel in der Neubaustrecke Wippra—Mansfeld. 1 Spalte im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 38, S. 247. Von Regbfr. Dr. jur. Randzio.

Straßenbau.

Fuhrwerksschienen. Von Hauptmann a. D. K. Bilau, München. Verkehrstechnik 1920, Heft 11. 3½ Seiten.

Straße und Fahrzeug im neuen Reich. Von Landesbaumeister Niemack, Stendal, in Verkehrstechnik 1920, Heft 12 u. 14.

Eisenbahnbau und Betrieb.

Die Reichsbahn. Betrachtung in Nr. 38 der D. B.-Ztg. 1920. 1 Seite.

Zur Verreichlichung der Staatsbahnen. Teilweise Wiedergabe der von Wirkl. Geh Reg.-Rat Dr. Kirchhoff am 15. 4. 1920 vor dem 26. Ausschuß der Nationalversammlung abgegebenen Erklärung. 1¼ Seite in Verkehrstechnik 1920, Heft 13.

Beiträge zur Frage der Organisationen der Reichseisenbahnen. Von Geh. Baurat Heinrich, Berlin. Z. d. Ver. D Eisenb.-Verw. 1920, Nr. 23. 4 Seiten.

Die Kleinbahnen des Kreises Flensburg heute und vor 30 Jahren. A. Kreiseisenbahn Flensburg—Kappeln. Vorgeschichte, Baukosten, Spurweite, Linienführung, Steigungs- und Krümmungsverhältnisse, Erdarbeiten, Kunstbauten, Oberbau, Gleisanlagen und Bahnhöfe, Hochbauten, Signale und Sicherungsanlagen, Wagen und Lokomotiven, Verwaltung und Betrieb. B. Wirkungen im Nachbargebiet. C. Kleinbahn: Flensburg—Satrup—Rundhof. Mit ähnlicher Unterteilung. D. Entw. des Unternehmens. E. Umbau der Kreiseisenbahn Flensburg—Kappeln (1910—1915). F. Zusammenfassender Überblick. Mit Grundrißkarte u. Längsschnitten. Zeitschr. f. Kleinbahnen 1920, Heft 4.

Die Hamburger Kleinbahnen, insbesondere die Marschbahn. Nach einem Vortrage des Herrn Dr.-Ing. h. c. C. O. Gleim. D. Bau-Ztg. 1920, Nr. 6 u. 7.

Der elektrische Betrieb auf Vollbahnen. Von Baurat Ing. Richard Baecker in der Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1920, Nr. 12 bis 14, und der österr. Monatsschr. f. d. öffentl. Baudienst 1920, Nr. 1. Einteilung: 1. Einleitung, 2. Allgemeines, 3. Ausgeführte und geplante Bauten (Preußen, Baden, Bayern, Deutschösterreich, Ungarn (7 Zeilen), Schweiz).

Elektrische Bahnen in Südtirol. Schweiz. Bau-Ztg. v. 7. II. 1920, Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 17/18, S. 356.

Die Eisenbahnen der Vereinigten Staaten von Amerika im Kriege. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin-Zehlendorf. 2 Seiten in Verkehrstechnik 1920, Heft 13.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie -Schiffbau. Allgemeines über Eisenbeton.

Vom Bau eines Getreidesilos der Hansamühle in Bremen. Von Dipl.-Ing. H. Kina, Abt.-Leiter der Fa. Paul Kossel & Co., Bremen. Beton u. Eisen 1920, Heft 6 u. 7/8.

Fabrikgebäude in Eisenbeton für die chem. Industrie. Von H. J. Kraus, Ing. der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H., Düsseldorf. 2 Seiten nebst Abb. in den Mitt. f. Zement u. Beton Nr. 4 der D. B.-Ztg. 1920.

Obst- und Gemüsegroßmarkthalle der Stadt Berlin. Von Karl Bernhard. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zement u. Beton Nr. 2, 4 und 5.

Zementsilos und Lagerhaus für die Klagstrops Kalkbrotts A.-G. in Klagshamn. Von Ing. David Andersson, Obering., Malmö. 2 Seiten Beton u. Eisen 1920, Heft 7/8.

Lagerhaus der bayerischen Zentraldarlehnskasse in Friedberg. Von Dipl.-Ing. G. Escher, München. Entw. und Ausf. der Beton- und Eisenbetonarbeiten Gebr. Rank, München. Beschreib. mit Abb. im Industriebau 1920, Nr. 4.

Transmissionsbefestigung an Eisenbetonbauten. Balkenversuche mit L-Schienen der Deutschen Kahneisengesellschaft Jordahl & Co., Manzscher Bauart. Besprochen von Prof. Dr. Kleinlogel. Beton u. Eisen 1920, Heft 2/3 u. 6.

Die Erprobungen mit dem Eisenbeton-Kohlenwagen. ½ Seite mit Abb. Versuchsbericht von Fr. Emperger in Beton u. Eisen 1920, Nr. 6.

Eisenbetonschiffe. Von Hans Schneider, München. Allgemein in den Stoff einführende Darstellung mit einigen recht guten Abb. in Verkehrstechnik 1920, Nr. 14.

Neue Wege beim Bau von Eisenbetonschiffen Von Martin Mertes, Trier (Beton u. Eisen 1920, Heft 6 u. 7/8).

Eisenbetondruckrohre. Von Staatsbaumeister Müller, Bremen. 2 Seiten im Städt. Tiefbau 1920, Heft 9, S. 67—69.

Eisenhochbau.

— — — —

Holzbau.

Holzbeschaffung für Holzbauten. Von Arch. Erich Westedt, Berlin. 2 Seiten in der D. B.-Ztg. 1920, Holzbeilage Nr. 8.

Weitgespannte Räume nach Bauweise Hetzer (D. B.-Ztg.) 4 Abb. mit ganz kurzen Angaben in der D. B.-Ztg. 1920, Holzbeilage Nr. 8.

Moderner Holzbau. Von Wilh. Weber, Köln. 1 Seite in der D. B.-Ztg. 1920, Holzbeilage Nr. 9.

Holz-Imprägnierung mit ölgelösten Chromverbindungen (Chromol) im Kesselverfahren. Von Baurat Dr-Ing. Nenning in Würzburg. D. B.-Ztg. 1920, Holzbeilage Nr. 9. (1 Seite.)

Fortschritte im Hallenbau zur Unterbringung von Seegroßflugzeugen. Von Obering. Fritz Hammer, Flugzeugführer. D. B.-Ztg., Beilage Der Holzbau Nr. 9 (1920). 1 Seite u. 2 Abb.

Neuzeitliche Blockhaus-Bauweise. ½ Seite Text nebst 1 Seite Abb. über Holzhäuschen der Firma Adolf Sommerfeld, Berlin. Der Holzbau 1920, Nr. 6 (Beilage der D. B.-Ztg. Nr. 24)

Bauholz-Erhaltung. Von Reg.- und Baurat Wendt in Berlin-Schlachtensee (D. B.-Ztg. 1920. Beilage: Der Holzbau Nr. 3, 4 u. 6).

Einsturz infolge mangelhafter Stoßverbindung. Von Karl Bernhard. Mit kurzem Texte und zwei Abb. wird der Einsturz einer Holzhalle unter Schneelast in der D. B.-Ztg. 1920, Beilage Holzbau Nr. 6, behandelt.

Gedanken über die künstlerischen Möglichkeiten des Holzbaues. Von H. de Fries im Holzbau 1920, Nr. 7, Beilage der D. B.-Ztg.

Abbildungen eines Wasserturmes in Holzbauweise (hergestellt für das Metallwerk M. Löwenberg in Grüneberg a. d. Nordbahn. D. B.-Ztg. 1920, Beilage Der Holzbau Nr. 7.

Abbildungen von Holzbauten. 1. Marineluftschiffhalle von Fa. Adolf Sommerfeld (überkragendes Hallendach), 2. Bahnsteighalle Hptbf. Kopenhagen (Stephansdach G. m. b. H.), 3. Siedlung Johannisthal/Berlin (Holzhäuser von Christoph & Unmack). Mit kurzen Angaben in Der Holzbau 1920, Nr 1, Beilage der D. B.-Ztg.

Zur Kenntnis des Hausbocks. 1 Seite im Zentralblatt d. Bauv. 1920, Nr. 34. von Prof. Dr. Karl Eckstein, Geh. Regierungsrat in Eberswalde. Es wird die Lebensweise und die Bedeutung des „Holzwurmes" für die Holzbauteile besprochen.

Holz- oder Massivbau? Ein Beitrag zur Baustofffrage von Marinebaurat Hahn. Der Holzbau 1920, Nr. 1, Beilage zur D. B.-Ztg. Kurzer Schriftsatz.

Was will der Deutsche Holzbauverein? Ein Wort zur Gründung des HBV. von Adolf Sommerfeld in Der Holzbau 1920, Nr. 1, Beilage zur D. B.-Ztg.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

Bebauungsplan für den ehemaligen Festungsrayon der Stadt Köln. Von Fritz Schumacher in Hamburg (D. Bau-Ztg. 1920, Nr 22, 23 u. 26).

Gruppen- oder Reihenhäuser. Zu den Ausführungen von Prof. B. Behrens in D. B.-Ztg. 1919, Nr. 103 u. 104 liegt in der D. B.-Ztg 1920, Nr. 32 eine Zuschrift von Reg.-Baumstr. a. D. Koschnitzki-Rendsburg vor.

Das Wesen der neuen Gruppenbauweise. Antwort von Dr.-Ing. Weishaupt-Charlottenburg auf die Erwiderung von Professor Behrens am gleichen Orte.

Die Entwicklung der deutschen Städtebaukunst und ihr Einfluß auf das Ausland. Von Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. Stübben, Berlin (Z. d. Bauv. 1920, Nr. 39). 2½ Seiten.

Der Einfluß des deutschen Städtebaues im Auslande. D. B.-Ztg 1920, Nr. 38. 1 Seite.

Belagplatten. Von Ing. E. Probst-Berlin. 2½ Spalten im Städt. Tiefbau 1920, Nr. 9, S. 69. Es werden ganz kurz besprochen: Natursteinplatten, künstliche Steinplatten, gebrannte Platten, Kalksandsteinplatten, Zementplatten, Steinholz-, Asphalt-Misch-Platten, gegossene und schmiedeeiserne Belagplatten.

Zur Normalisierung der Hofsinkkästen. Zuschrift der Geigerschen Fabrik, Karlsruhe, zu dem Artikel des Herrn Stadtbauingenieurs Ley-Düsseldorf im Städt. Tiefbau 1920, Nr. 9, S. 69. (½ Seite.)

Über die anormale Temperatur eisenhaltiger Quellen. Von Vermessungsingenieur Chr. Mezger, Gernsbach (Murgtal) in Städt. Tiefbau 1920, Nr. 7. 2 Seiten.

Verlegung von Röhren in Betonwänden. Von Friedrich Huth. 1 Seite im Städt. Tiefbau 1920, Nr. 7.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches, Personalnachrichten, Vereinsnachrichten, Standesvertretung.

Alfred Blum. Lebensbild von Geh. Baurat W. Cauer, Berlin, in der Verkehrstechnik 1920, Heft 14. 2 Seiten.

Julius von Hensel. Biographie des Direktors des Bayerischen Landesamtes für Gewässerkunde anläßlich des Übertrittes in den Ruhestand. D. B.-Ztg. 1920, Nr. 22.

Verordnung über die Bildung von Betriebsvertretungen nach dem Betriebsrätegesetz vom 4. II. 20 im Bereiche der Wasserbauverwaltung. Wortlaut nebst Erlaß. Anschließend: Wortlaut der Verordnung über das Schlichtungswesen im Bereiche der Wasserbauverwaltung, sowie: Wahlordnung für die Betriebsvertretungen bei der Wasserbauverwaltung, und ferner: Erläuterungen zu den Verordnungen über die Bildung der Betriebsvertretungen und über das Schlichtungswesen. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 38, S. 233—246.

Bund der deutschen Zementwaren- und Kunststein-Industrie. Bericht über die Gründung und die Zwecke des Bundes. Der Baumarkt 1920, Nr. 20.

Mitteldeutsche Ausstellung für Siedlung, Sozialfürsorge und Arbeit, Magdeburg 1921. Werbender Vorbericht über die Ausstellung in der Neudeutschen Bauzeitung 1920, Heft 18/19.

Typisierung, Bauerziehung und Taylor-System. Von Prof. Dipl.-Ing. A. Muschter in Altkloster, Kr. Stade. 2 Seiten in der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 36.

Entwicklung und heutiger Stand des Unterwasserschall-Signalwesens. Von Dr. Lichter, Kiel. Z. d. Bauv. 1920, Nr. 39. 3 Seiten.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Einwirkung von Öl auf Beton. [1])

Bei der Einwirkung von Ölen auf Beton kommt es sehr darauf an, ob es sich um sogenannte fette oder Mineralöle handelt.

Zu der ersten Sorte gehören alle Öle pflanzlichen und tierischen Ursprungs; Rüböl, Oliven- oder Baumöl, Rizinusöl, Baumwollsamenöl, Mandelöl usw. sind pflanzliche, Talg, Tran, Klauen- (Knochen-) Öl, Schmalz- und Talgöl, Wollschweißfett usw. Öle tierischen Ursprungs. Die Pflanzen- und Tierfette, namentlich die ersteren, werden „ranzig", d. h. sie zersetzen sich unter dem Einfluß des Sauerstoffes der Luft und enthalten dann freie Fettsäuren, die mit dem Kalk des Zementes chemische Verbindungen eingehen (Kalkseifen), welche eine Lockerung des Gefüges bewirken. Es läßt sich dieses besonders an magerem und porösem Mörtel (drei oder mehr Teile Sand auf einen Teil Zement) beobachten, während bei fettem und dichtem Mörtel, besonders wenn er einige Zeit an der Luft gestanden und sich an der Oberfäche kohlensaurer Kalk gebildet hat, die Einwirkung kaum nennenswert ist.

Pflanzliche Öle in rohem Zustand, aus guten, gesunden Ölsaaten gewonnen, enthalten 1 bis 3 vH Fettsäuren, die noch keinen ausgesprochen schädlichen Einfluß auf erhärteten Beton ausüben; ebenso alle Speiseöle, die nur 0,5 vH freie Fettsäure enthalten. Wenn pflanzliche Öle, aus schlechten, verdorbenen Ölsaaten hergestellt, bei einem Fettsäuregehalt von 15 bis 20 vH längere Zeit in Betonbehältern lagern, tritt eine Zerstörung des Betons ein. Da diese durch Verseifung des im Zement enthaltenen bzw. bei seiner Erhärtung sich abspaltenden Kalkes hervorgerufen wird, werden sich verschiedene Zementsorten verschieden verhalten, kalkärmere wohl besser als kalkreichere, auch kommt bei Ölbehältern aus Beton die Verwendung von Traß als Zusatz zum Zement in Frage.

Tierische Öle und Fette sind in kaltem Zustand von fester Beschaffenheit und üben keinen besonders schädlichen Einfluß auf Beton aus. Wenn sie durch Erwärmung flüssig werden und längere Zeit in Betonbehältern lagern, so bilden sich auch bei ihnen freie Fettsäuren, die den Beton nach und nach zerstören.

Die praktischen Erfahrungen haben die Theorie bestätigt. So sind Maschinenfundamente aus Beton von dem ständig abtropfenden Rüböl und Talg allmählich durchdrungen und zerstört worden, Betonfußböden haben durch das Öl, das von den Transmissionen herabtropft, gelitten; häufig ist beobachtet worden, daß von Lampen abfallende Rüböltropfen Zementputz derart angriffen, daß Vertiefungen im Verputz sichtbar wurden. Behälter, die zur Aufnahme von fetten Ölen erbaut wurden, sind nach vier bis fünf Jahren, in manchen Fällen schon nach ein paar Monaten vollständig unbrauchbar geworden. Die kürzere oder längere Widerstandsfähigkeit richtet sich nach dem Gehalt des Öls an Säure. Ferner kommt in Frage, ob Öl kalt oder heiß ist. Hohe Wärmegrade wirken auch insofern ungünstig, als das Öl durch sie dünnflüssig wird und leichter in alle Poren eindringen kann.

Im Gegensatz zu den fetten Ölen stehen die Mineralöle. Unmittelbar aus der Erde gewonnen (Erdöle, Steinöle), werden sie durch Destillation in leichte, dünne Öle (Brenn-, Gas-, Putzöl, Benzol und dergl.) und in schwere, zähflüssige (Schmieröle) geschieden. Sie bleiben an der Luft unverändert, d. h. sie bilden keine Säure, verdicken nicht und trocknen nicht ein. Da sie sich nicht zersetzen, fehlen auch die den Beton zerstörenden Bestandteile. Der Beton ist also gegen Mineralöle im allgemeinen unempfindlich. In Fällen, in denen die Maschinen ausschließlich mit Mineralöl geschmiert wurden, haben sich Kurbelgruben aus Beton, die vor 30 und mehr Jahren hergestellt wurden, tadellos gehalten. In Hamburg und anderen Städten haben sich Beton- und Eisenbetonbehälter zur Aufnahme von Petroleum gut bewährt. Ebenso sind über Beton- und Eisenbetonbehälter, welche in Gas- und Teerprodukten-Fabriken zur Bergung von Teeröl dienen, selten Klagen laut geworden. Ganz allgemein werden aber die guten Erfahrungen nicht auf alle Mineralöle angewandt werden dürfen, denn es sind auch vereinzelt mit Betonbehältern zur Aufnahme von Teeröl schlechte Erfahrungen gemacht worden; das „Tetralin", ein Öl mit petroleumartigen Eigenschaften, wird für gefährlich gehalten, auch das Verhalten von Benzol ist nicht einheitlich geklärt. Mag sein, daß bei schlechten Erfahrungen mit Mineralölen nicht allein die Art des Öles, sondern andere Umstände die Mißerfolge hervorgerufen haben; jedenfalls gehen die Ansichten heute häufig dahin, daß zur Verhinderung des Eindringens des Öles in den Beton bzw. Zementputz in jedem Falle, also auch bei Mineralölen eine besondere Auskleidung, d. h. ein besonderer Schutzüberzug zu empfehlen ist, auch schon deshalb, weil säurefreie Öle, die keine angreifende Wirkung haben, sonst doch in den Zementputz einziehen und sich in unregelmäßigen Linien weiter verteilen können.

Es ist wiederholt versucht worden, die Frage der Einwirkung von Ölen auf Beton versuchstechnisch zu lösen. Aber auch auf diesem Wege ist die Frage bis heute noch nicht nach jeder Richtung hin geklärt worden. Der Grund liegt wohl hauptsächlich in dem durchaus verschiedenartigen Verhalten der einzelnen Öle.

Im Bericht über die XV. Hauptversammlung des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten 1892 finden sich die Ergebnisse von Versuchen über das Verhalten von Petroleum, Vulkanöl und Rüböl. Dabei sind zwei Versuchsreihen ausgeführt worden. Bei der ersten haben die Probekörper nach siebentägiger Erhärtung im Wasser eine dreiwöchentliche Austrocknung in warmer Luft bei etwa 30° C. erfahren, sind also ohne erneute Wasserzufuhr geblieben, bei der zweiten Versuchsreihe sind die Probekörper nach siebentägiger Erhärtung im Wasser zwei Wochen bei gewöhnlicher Temperatur an der Luft erhärtet und jeden Tag eine halbe Stunde unter Wasser gelegt worden. Das Ergebnis dieser Versuche, bei welchen die Probekörper ein Jahr lang beobachtet wurden, war folgendes: Die Öle wirken um so nachteiliger auf Zementmörtel, je poröser er ist, je leichter also die Öle in den Mörtel eindringen können. Anderseits kann man bei Anwendung eines undurchdringlichen Mörtels (1 Zement: 1 Sand), der durch sorgfältiges Naßhalten gut erhärtet ist, Zementarbeiten herstellen, die den Ölen vollkommen Widerstand leisten.

Nach „Engineering News Record" vom 3. 7. 1919 hat das Bureau of Standards im Auftrage des Betonausschusses der Emergency Fleet Corporation Versuche über die Eignung von Betonbehältern zum Lagern von Öl angestellt. Diese Versuche, für die Probebehälter aus Beton von der Mischung 1:2:4 und $1:\frac{2}{3}:\frac{4}{3}$ benutzt wurden, haben gezeigt, daß man alle mineralischen Brennöle über ein Jahr lang in solchen Behältern lagern kann, ohne daß der Beton irgendwie angegriffen wird, und daß auch in diese Flüssigkeiten eingetauchte Probekörper nichts von ihrer Druckfestigkeit verloren haben. Von pflanzlichen und tierischen Ölen haben nur Kokos- und Leinöl den Beton erheblich angegriffen. Die Verluste infolge Undichtigkeit des Gefüges waren bei mittelschweren und schweren Brennölen selbst bei Druckhöhen bis zu 8 m unerheblich, dagegen scheint es nach dem Ergebnis der Versuche unwirtschaftlich, auch Lampenpetroleum oder Benzin (Benzol) in Betonbehältern ohne besondere abdichtende Schutzanstriche zu lagern. Ein solcher Anstrich ist unter Petroleum 6 Monate lang mit gutem Erfolg erprobt worden.

Während der Kriegszeit hat das Reichsmarineamt große Ölbehälter aus Eisenbeton bauen lassen. In dessen Auftrag sind durch die Reichswerft Wilhelmshaven umfangreiche Versuche über die Einwirkung verschiedenartiger Öle auf Beton und über geeignete Schutzmaßnahmen ausgeführt worden. Leider sind die Ergebnisse dieser Versuche, die nun schon

[1]) Nach einer Mitteilung an die Mitglieder des Deutschen Beton-Vereins (Rundschr. Nr. 17).

einige Jahre zurückliegen und auf deren Ergebnisse die Fachwelt mit Spannung wartet, noch nicht der Öffentlichkeit bekanntgegeben. Sie haben für das Baugewerbe besondere Bedeutung, weil sie Hand in Hand gingen mit den praktischen Ausführungen des Reichsmarineamtes, und der Kernpunkt der ganzen Frage ist schließlich, durch welche Maßnahmen man den Beton gegen die Einwirkung der Öle schützt.

Zunächst werden Ölbehälter aus Beton wohl stets mit einer Putzschicht versehen, die entweder selbst ölich ist oder durch geeignete Mittel (Zusätze oder Anstriche) öldicht gemacht wird. Außerdem kommen besondere Auskleidungen der Behälter in Anwendung. Die Schutzmittel müssen so beschaffen sein, daß folgende Bedingungen erfüllt sind:

1. Das Öl muß sicher abgewiesen werden, und der Anstrich muß unempfindlich sein gegen die im Öl enthaltenen Säuren.
2. Das Schutzmittel muß den Behälter auch für den Fall sichern, daß dieser einmal mit Wasser statt mit Öl gefüllt ist.
3. DasÖl muß unter Umständen bis zur Siedewärme erhitzt werden können, ohne daß Beschädigungen eintreten.

Selbstverständlich ist, daß für den Bestand der Ölbehälter nicht nur das Schutzmittel, sondern auch die Bauart des Behälters maßgebend ist. Durch die statische Berechnung, konstruktive Durchbildung und erstklassige Bauausführung muß die Gewähr gegeben sein, daß der Behälter rissefrei bleibt. Besondere Beachtung wird der Aufnahme der Wärmeschwankungen zu schenken sein.

Schutzanstriche aus asphaltartigen Erzeugnissen werden nicht empfohlen, da der Asphalt durch die Öle leicht gelöst wird. Dagegen sollen sich Fluatanstriche (Keßlersches Fluat) gut bewährt haben. Ein großes Ölwerk hat empfohlen, die Behälter mit dünnem, verzinntem Eisenblech auszukleiden, sodaß die Öle und Fette mit dem Beton nicht unmittelbar in Berührung kommen, oder die Behälter mit einer dünnen Emailleschicht zu versehen, die den Beton gut schützen soll. In „The American Drop Forger" (vgl. „Zement" 1919, Nr. 18) wird empfohlen, die Oberfläche des Betons mit einer Lösung von kieselsaurem Natron zu imprägnieren. Es sollen hierdurch auf der Oberfläche des Betons durch chemische Reaktion des kieselsauren Natrons mit den alkalischen Bestandteilen des Zementes unlösliche Verbindungen entstehen, die einen vollkommen dichten Überzug ergeben.

Bei den Bauten des Reichsmarineamtes und den vorerwähnten Versuchen der Reichswerft Wilhelmshaven wurden Auskleidungen mit Mettlacher Platten, mit Eisenblech, genietet oder autogen geschweißt, mit Tonschichten, Zelluloid- und Glasplatten erprobt. Zelluloid ist zwar sehr unempfinslich gegen Öl, es hält aber keine hohen Wärmegrade aus; es muß also bei seiner Verwendung Vorkehrung getroffen werden, daß es unmittelbar nur mit Flüssigkeit von niedriger Temperatur in Berührung kommt. Bei Auskleidung mit Eisen-, Glas- und anderen Platten liegt die Schwierigkeit in der besonderen Behandlung und Dichtung der Fugen. Über alle diese Fragen werden wohl die Versuche der Reichswerft Wilhelmshaven näheren Aufschluß geben.

Nach Angabe des Materialprüfungsamtes Lichterfelde hat sich das von Professor Dr. Marcusson erfundene Anstrichmittel „Margalit" während mehrere Monate dauernder Beobachtung als vollkommen unempfindlich gegen alle bekannten pflanzlichen, tierischen und mineralischen Öle erwiesen. „Margalit" ist ein durch Kondensation von Formaldehyd mit Phenol gewonnenes Kunstharz, das wie ein Ölfarbenanstrich auf den Beton aufgebracht werden kann und schnell trocknet. Der Anstrich soll nach einem Tage benutzbar und gegen stumpfen Stoß unempfindlich sein. Die Anstrichmasse kann auf geputzte oder rauhe Betonflächen, z. B. solche, wie sie aus der Schalung kommen, und auch auf feuchte Wandungen ohne weiteres aufgetragen werden; sie soll den Beton in vollkommener Weise gegen das Eindringen der Öle schützen.

Dr.-Ing. W. Petry.

Aus den Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

Nach dem Bericht von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Petry, Obercassel (Siegkreis) auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins.

Die Tätigkeit des Arbeitsausschusses des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton und seiner Unterausschüsse ist nach der durch die Kriegsverhältnisse bedingten Pause zu Beginn des Jahres 1920 wieder aufgenommen worden. Eine Sitzung des Arbeitsausschusses hat am 28. Januar in Berlin stattgefunden, am Tage zuvor tagte der Unterausschuß für Säulenversuche, am 26. Januar der Schiffbauausschuß. Nach dem Ergebnis dieser Sitzungen läßt sich über den Stand der Arbeiten des Deutschen Ausschusses folgendes sagen:

Die seinerzeit mit einem Kostenaufwand von 35 000 M. geplanten Versuche über das Schwinden von bewehrtem und unbewehrtem Beton, die heute 100 000 bis 120 000 M. kosten würden, sollen zunächst nicht ausgeführt werden. So wünschenswert es ist, die mittleren Schwindungswerte zu ermitteln, so ungeeignet scheint die jetzige Zeit dafür zu sein. Es kommt weniger darauf an, Zahlen und Koeffizienten für das Schwindmaß aufzufinden, als darauf, das Schwindmaß überhaupt herabzudrücken. Hierfür ist außer der Fabrikation und Auswahl der Zemente die Größe des Wasserzusatzes bestimmend. Versuche zu machen, ist heute aber auch unpraktisch. Die Schwierigkeiten, mit denen die Zementerzeugung zu kämpfen hat, lassen erwarten, daß teilweise sehr ungleichartige Erzeugnisse geliefert werden, deren Beschaffenheit keinen Maßstab für normale Zeiten gibt. Dazu kommen die Änderungen in der Fabrikation des Zementes selbst, die durch die Vertauschung der Drehöfen mit Schachtöfen entstehen. Es ist also wohl angezeigt, mit den Versuchen abzuwarten, bis in der Fabrikation des Hauptbindemittels wieder gleichartige Verhältnisse eingetreten sind. Da auch bestimmte Zusätze zum Zement geeignet zu sein scheinen, das Schwindmaß zu vermindern, hat das Material-Prüfungsamt Lichterfelde die kostenfreie Vornahme derartiger Versuche unter Mitwirkung des Vereins Deutscher Hochofenzementwerke übernommen, und damit in Zusammenhang sind im Laboratorium des Vereins Deutscher Eisenportland-Zementwerke bereits Versuche über den Einfluß von Gips und Chlorkalzium im Gange, die zum Teil vollkommene Raumbeständigkeit ergeben haben sollen.

Genehmigt wurde ein Arbeitsplan des Material-Prüfungsamtes, Lichterfelde über Versuche zur Feststellung der Neigung zur Riß- und Rostbildung von Eisenbeton im Freien.

Die Versuche bezwecken, Aufklärung über das Verhalten von Eisen im Beton zu schaffen, der aus Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement hergestellt ist, sowie die Neigung der Rißbildung von Eisenbeton im Freien zu klären. Die Versuche schließen sich an an die Veröffentlichung des Herrn Regierungs- und Baurats Perkuhn in Kattowitz über die Riß- und Rostbildung von ausgeführten Eisenbetonbrücken und an die vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton unternommene Besichtigungsreise der Bauwerke bei Kattowitz, die bekanntlich zu dem Schlußergebnis geführt hat: „Der Arbeitsausschuß kam aufs neue zu dem Schluß, daß bei Eisenbetonbauten — wohl mehr als bei anderen Bauweisen — Mängel im Entwurf und namentlich bei der Ausführung vermieden werden müssen. Die Besichtigung der Bauwerke hat gezeigt, daß, wenn diese Bedingungen erfüllt sind, die Eisenbetonbauweise das ihr bisher gewährte Vertrauen auch in Zukunft verdient."

Aus den früheren Dresdener Versuchen ließ sich bezüglich der Beobachtung von Rissen und von Rost folgendes feststellen:

„Aus den in Heft 31 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton besprochenen Versuchen zur Ermittlung des Rostschutzes der Eiseneinlagen im Beton ist zu folgern, daß es bei Errichtung von Eisenbetonbauten notwendig ist, die Eiseneinlagen zur Verhinderung der Rostbildung vor dem Zutritt von Feuchtigkeit und Luft zu schützen, und zwar durch Verwendung eines möglichst dichten Betons. Weiter muß durch ausreichende Bemessung der Querschnitte und zweckmäßige Verteilung der Eiseneinlagen über den Betonquerschnitt der Entstehung von statischen Rissen nach Möglichkeit vorgebeugt werden."

Aus den in Heft 40 mitgeteilten Versuchen mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung des Einflusses von Erschütterungen ist nach den Feststellungen an den Biegebalken während der zweimonatlichen Erschütterungsbeanspruchung folgendes zu entnehmen:

„Während der Erschütterungsbeanspruchung wurden die Balken fortlaufend auf Rißbildung untersucht und die Art der Risse sowie deren Ausdehnung zeichnerisch festgelegt.

Im allgemeinen wurden folgende Beobachtungen gemacht: Bald nach Beginn der Erschütterungsbeanspruchung traten an der Unterseite der Balken Risse auf, die sich teilweise bis zu ein Drittel der Balkenhöhe nach oben fortsetzten und allmählich an Ausdehnung zunahmen.

Beim Kiesbeton waren dabei die Risse deutlicher ausgeprägt und zahlreicher als beim Feinschlagbeton. Die geringste Anzahl Risse wurde überdies an den Probebalken aus erdfeuchten Betonmassen festgestellt, während die aus flüssigem von einer größeren Zahl von Rissen durchsetzt waren. Im weiteren Verlauf der Versuche konnte festgestellt werden, daß die Risse an Zahl zunahmen und sich weiter

ausbreiteten, dabei blieben aber die Körper aus Feinschlagbeton immer hinter denen aus Kiesbeton zurück.

Um zu ermitteln, ob die Risse die Vibrationen der Probebalken mitmachen, d. h. sich entsprechend öffnen und schließen, wurden nach Abstellung der die Erschütterungen verursachenden Motoren die Risse mit spröden Schellackbändern überklebt. Es zeigte sich dann, daß nach etwa 24-stündiger Wirkung der Erschütterungen die Schellackbänder an den Betonrissen ebenfalls zerrissen waren. Nur bei den Körpern aus Feinschlagbeton trat das Zerreißen dieser Bänder erst später ein. Eine mehrmalige Wiederholung der Versuche lieferte immer das gleiche Ergebnis. Demnach hat sich an den Reißstellen bei den dem Versuch unterworfenen freigelagerten Balken das sogenannte „Atmen" gezeigt.

Nach Verlauf von 3½ Wochen traten an der Unterseite der Balken aus weicher und flüssiger Kiesbetonmasse Längsrisse auf, die, von den Lastangriffsstellen ausgehend, sich allmählich über die ganze Länge der Balken ausdehnten.

Im allgemeinen konnte die Beobachtung gemacht werden, daß hinsichtlich der Rißbildung

1. der Feinschlagbeton den Vibrationen größeren Widerstand entgegensetzte als der Kiesbeton, da die Körper aus der ersteren Betonsorte nicht nur weniger Risse und solche in geringerer Ausdehnung erhielten, sondern die Risse auch später auftraten;
2. Körper aus erdfeuchten Betonmassen widerstandsfähiger sind als solche aus weichen und letztere wieder widerstandsfähiger als solche aus flüssigen.

Bei Beurteilung dieser Ergebnisse ist zu beachten, daß es sich um Versuche mit freigelagerten Balken handelt und daß kein unmittelbarer Schluß auf die Verhältnisse bei zusammenhängenden Bauteilen zulässig erscheint. Die Versuchsergebnisse zeigen aber, daß in keinem Falle eine wesentliche Festigkeitsverminderung der Probebalken trotz der festgestellten erheblichen Rißbildung eingetreten sein kann.

Im allgemeinen haben die Versuchsergebnisse der Gruppe III den Nachweis geliefert, daß 28 Tage nach der Herstellung beginnende Erschütterungen in der angewandten Stärke keinen gesetzmäßigen, und zwar weder ausgesprochen günstigen noch ungünstigen Einfluß auf die Festigkeit der Bauteile ausüben, und daß die durch die Erschütterungen bewirkten Risse auch keine unmittelbare Beeinträchtigung der Verbundwirkung zwischen Eisen und Beton zur Folge haben. Körper aus flüssiger Betonmasse sind aber gegenüber solchen Erschütterungen empfindlicher als solche, zu deren Herstellung wasserärmere Massen benutzt wurden.

Dabei ist zu beachten, daß die durch die gesamte ruhende Belastung erzeugte Eisenspannung 1000 kg/qcm betrug, während bei Bauausführungen diese rechnungsmäßige Spannung erst bei Mitberücksichtigung der üblichen Erschütterungszuschläge auftritt."

Der neue Arbeitsplan sieht zunächst Vorversuche mit Eisenplättchen in Zementlösungen vor, und zwar sollen ein Portlandzement, ein Eisenportlandzement und zwei Hochofenzemente Verwendung finden, von denen der erste genau den Normen für Hochofenzement entspricht, der zweite von der Fabrik so zusammengesetzt werden soll, wie sie es nach der Beschaffenheit ihres Schlackensandes und ihrer Klinker für richtig hält, und wie sie ihren Hochofenzement im laufenden Betrieb erzeugt. Die Hauptversuche an Betonkörpern aus dem Portlandzement, dem Eisenportlandzement, dem zweiten Hochofenzement und aus Kiessand in den Mischungsverhältnissen 1 : 3, 1 : 4 und 1 : 5 sollen ausgeführt werden nach dem Passowschen Verfahren und nach dem Verfahren des Materialprüfungsamtes Lichterfelde.

Bei dem Passowschen Verfahren, nach dem nur Mischungen 1 : 3 und 1 : 5 geprüft werden sollen, werden Eisenkörbe hergestellt, sorgfältig von Rost gereinigt und mit dem weichen Beton zu Hohlwürfeln von 30 cm Kantenlänge verformt. Nach 2 bis 4 Tagen werden die Körper entformt und ins Freie gebracht. Je 2 Körper werden ohne Inhalt, je 4 mit Wasserfüllung aufbewahrt. Von den letzten 4 werden 2 alle 8 Wochen in Passows Druckapparat mit Wasser durchpreßt und hierbei in drei aufeinanderfolgenden Versuchen die Wasserdurchlässigkeit durch Abmessung der in der Zeiteinheit bei bestimmtem Überdruck durch die Körperwandung gepreßten Wassermenge festgestellt. Je ein Körper soll nach 28 Tagen, 6 Monaten, 1 Jahr, 2 Jahren auf Rost untersucht werden. Nach Ablauf der Versuche werden die Körper in der Druckpresse oder durch Wasserdruck zerstört und die Bruchfestigkeit ermittelt.

Bei dem Verfahren des Materialprüfungsamtes Lichterfelde werden Plattenbalken von 200 mm Höhe, 160 mm Plattenbreite, 50 mm Plattenstärke, 80 mm Stegstärke, und als Bewehrung einmal ein Eisen von 10 mm ⌀, 35 mm von der Unterfläche entfernt, sodann 2 Eisen von 7 mm ⌀, 10 mm von der Unterfläche entfernt, verwendet. Die Rundeisen werden an den Enden mit Haken versehen. Die Balken erhalten 170 mm Länge. Sie werden nach 3 Tagen bei 1,60 m Stützweite nebeneinander im Freien gelagert, mit Kalkmilch gestrichen und nach 28 Tagen in der Mitte mit 600 kg (etwa der doppelten Nutzlast) belastet. Je ein Balken jeder Reihe wird durch tägliches Annässen und Bedecken mit nassen Tüchern dauernd feucht gehalten, ein zweiter bleibt der Luft (auch der Sonne) ausgesetzt, durch ein Dach vor Regen geschützt, jedoch vom zweiten bis siebenten Tage einmal täglich angenäßt. Alle Balken werden dauernd beobachtet. Es wird festgestellt, ob und an welchen Stellen und zu welcher Zeit Risse eintreten und nach Schluß der Beobachtungszeit, ob die Eiseneinlagen gerostet sind.

In der Sitzung des Sonderausschusses für Eisenbetonschiffe am 26. Januar wurde der vom Materialprüfungsamt Lichterfelde aufgestellte Arbeitsplan für Versuche über den Bau von Eisenbetonschiffen verabschiedet und genehmigt. Der Arbeitsausschuß beschloß, den Arbeitsplan zunächst den Mitgliedern des Arbeitsausschusses zugänglich zu machen, und wenn keine wesentlichen Änderungen gewünscht werden, zur Ausführung der Versuche zu schreiten. Nachdem der Jubiläumsausschuß der Deutschen Industrie die Mittel für die Ausführung der in Dresden geplanten Versuche mit Leichtbeton versagt hat, hielt es der Schiffbauausschuß des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton für notwendig, zur allgemeinen Orientierung Versuche mit Leichtbeton ausführen zu lassen. Es wurde beschlossen, die Versuche zur Auffindung eines Leichtbetons von den Versuchen zur Auffindung eines Festbetons zu trennen, da man von beiden Betonarten nicht die gleichen — alle Forderungen des Schiffbaues erfüllenden — Eigenschaften erwarten darf. Inzwischen haben auch einige Firmen ihre Erfahrungen mit Leichtbetonmischungen öffentlich mitgeteilt. Diese Erfahrungen sollen bei den Versuchen berücksichtigt und erforscht werden, wie hoch die Leistungsfähigkeit eines guten Leichtbetons gesteigert werden kann. Namentlich beim Bau großer Schiffe wird sich immer Gelegenheit zur Verwendung von Leichtbeton finden.

In dem großen Arbeitsplan V des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton ist dem Sonderausschuß für Traß und Eisenbetonschiffe die Aufgabe gestellt, Erfahrungen zu sammeln, um rechtzeitig die Unterlagen für die zuverlässige Berechnung von Schiffskörpern aus Eisenbeton zu gewinnen. Der Schiffskörper muß

1. möglichst geringen Tiefgang haben,
2. die nötige Festigkeit als Tragkörper besitzen,
3. wechselnden Beanspruchungen im Seegang, Erschütterungen durch die Betriebsmaschinen und Seeschlag, sowie Stößen widerstehen,
4. genügende Wasserdichtigkeit haben und
5. möglichst unempfindlich gegen die Einwirkung des Seewassers sein.

Daraus ergibt sich die Aufgabe, diejenigen Betonmischungen zu finden, bei denen die Quotienten Druckfestigkeit/Raumgewicht, Biegefestigkeit/Raumgewicht usw. möglichst groß werden. Bei den als Vorversuche aufzufassenden Versuchen mit Leichtbeton sollen ermittelt werden:

a) Raumgewicht der Zuschlagstoffe und des erhärteten Betons,
b) Biegefestigkeit des Betons mit Eiseneinlagen,
c) Stoßfestigkeit,
d) Wasserdichtigkeit und Frostbeständigkeit.

Die zu prüfenden Mischungen erfahren dadurch eine gewisse Begrenzung, daß der Germanische Lloyd mindestens 430 kg Zement auf 1 cbm Zuschlagsmaterial vorschreibt. Die Korngröße des Zuschlagsmaterials wird dadurch bestimmt, daß das Höchstmaß der Körner höchstens gleich dem Abstand der Eisen von der Schalung sein darf. Bei 1,5 cm Abstand der Eisen von der Schalung und 5 cm dicken Wandungen wird sich daher die höchste Korngröße des Zuschlagsmaterials zweckmäßig auf 1 cm festsetzen lassen. Der Beton wird weich bis flüssig angemacht. Wenn es nicht gelingt, einen gleichzeitig leichten und genügend festen Beton aufzufinden, so ist dahin zu streben, 1. einen Beton größter Leichtigkeit und Dichtigkeit, 2. einen Beton größter Festigkeit und Elastizität aufzufinden. Die Versuche des nun beschlossenen Arbeitsplanes sollen wesentlich dem ersten Ziele dienen, die Versuche mit Festbeton späterer Zeit vorbehalten werden.

Für die Versuche sollen folgende Bindemittel verwendet werden: ein Portlandzement mit besonderer hoher Anfangsfestigkeit, ein normaler Portlandzement, ein Hochofenzement, ferner als Zugabe Traß und Kalkpulver.

Der Portlandzement mit besonders hoher Anfangsfestigkeit soll ein Zement sein, der in Österreich als hochwertiger Zement angesehen würde, der aber in Deutschland hergestellt wird. Gerade für die kleinen Abmessungen im Schiffbau sind die allerbesten Zemente angebracht.

Als Zuschlagstoffe für die Leichtbetonmischungen sollen verschiedene geprüft werden, und zwar:

1. Ziegelbims, ein aus gebranntem Ton hergestelltes Material, das von Herrn Geheimrat Dr. Gary, dem Obmann des Ausschusses, Ziegelbims genannt worden ist. Zur Herstellung eignet sich jeder formbare Ton, und das Material wurde nach dem äußeren Befund als hervorragend geeignet bezeichnet. Auch in Amerika wird bekanntlich für Leichtbeton gebranntes Tonmaterial neuerdings in großem Umfang erprobt und verwendet;
2. Lavaschlacken (in Westdeutschland meist Krotzen genannt), ein Material, mit dem z. B. die Firma Wayß & Freytag, A.-G. bereits gute Erfahrungen gemacht hat;
3. Bimskies, und zwar der rohe Bims, der ja ein sehr bekanntes Leichtmaterial ist, voraussichtlich aber auch nicht besondere Festigkeiten ergeben wird;
4. eine schwere saure mangan- und hochkieselsäurehaltige Hochofenschlacke und
5. eine granulierte basische Hochofenschlacke.

Die Hochofenschlacken werden nur als Sande bis 3 mm Korngröße verwendet. Als Sande kommen sonst möglichst die Körnungen der genannten Stoffe zur Verwendung, die durch das Viermaschensieb hindurchfallen. Aus den Sanden und Kiesen werden geeignete Gemische hergestellt. Die Mischung selbst soll nach den Erfahrungen der Praxis zusammengesetzt werden, und zwar soll als Ausgang der Mischung 1 Rtl. Zement, $1^1/_2$ Rtl. Sand, $1^1/_2$ Rtl. Kies benutzt werden. Die dichtesten und leichtesten Mischungen sind auszuprobieren und zu den folgenden Versuchen zu benutzen, und es sind nur diejenigen Versuche auszuführen, die Aussicht auf Erfolg versprechen. Die Zusammensetzung des Betons wird dem sachverständigen Urteil des Materialprüfungsamtes Lichterfelde überlassen. Außer reinem Portlandzement und reinem Hochofenzement sollen noch Verwendung finden:

1 Rtl. Portlandzement + $^1/_2$ Rtl. Traß,
1 Rtl. Portlandzement + 1 Rtl. Traß + $^1/_2$ Rtl. Kalkpulver.

In diesen beiden Mischungen soll nur der Zement als Bindemittel gerechnet werden. Das Raumgewicht des Betons wird an Würfeln von 10 cm Seitenlänge bestimmt, die einen Tag in der Form verbleiben und nach 27 Tagen Erhärtung an der Luft oder unter Wasser auf Druckfestigkeit geprüft werden.

Die Biegefestigkeit bei Einzelbelastung in der Mitte wird an Platten von 50 × 20 × 5 cm mit Rundeiseneinlagen in 4 cm Abstand geprüft. Die Biegeversuche sollen bei 1 und 3 Monate Alter der Probekörper vorgenommen und die Durchbiegungen gemessen werden.

Zu den Versuchen auf Stoßfestigkeit wird nach Durchschneiden der Eisen die eine Plattenhälfte der vorerwähnten Proben trocken benutzt. Die andere wird zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit und, nach Erledigung der Wasserdurchlaßversuche mit Wasser gesättigt, der Frostwirkung ausgesetzt und ebenfalls auf Stoßfestigkeit geprüft. Das Rosten der Eisen soll beobachtet werden. Von der Benutzung von Dichtungsmitteln und Anstrichen wird abgesehen. Ferner sollen von jeder gewährten Mischung 2 größere Platten auf Rahmen mit Eiseneinlagen gefertigt und auf Stoßfestigkeit geprüft werden.

Die im Materialprüfungsamt Lichterfelde ausgeführten Versuche über das Verhalten von Eisen im Beton mit Schlackengehalt des Bindemittels sind abgeschlossen, die Ergebnisse der 5 Jahresproben der vergleichenden Versuche mit Beton aus Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement liegen vor. Die Ergebnisse werden unter Weglassung entbehrlicher Einzelheiten, also auszugsweise zunächst in den Mitteilungen des Materialprüfungsamtes und später vollständig in einem Heft des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton veröffentlicht werden.

Bezüglich der Fortführung der Säulenversuche war vom Arbeitsausschuß ein Unterausschuß eingesetzt worden, der die Frage lösen sollte, welche Maßnahmen bei Anfertigung von bewehrten Säulen zu treffen sind, damit bei Herstellung unbewehrter und bewehrter Säulen aus Beton derselben Zusammensetzung der Beton in beiden Säulenarten durchaus übereinstimmende Beschaffenheit, d. h. die gleiche Druckfestigkeit und den gleichen Widerstand gegen Formänderungen unter Druckbelastung besitzt. Bei den früheren Säulenversuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton war dies nicht der Fall. Um Antwort auf diese Frage zu erhalten, hatte das Materialprüfungsamt Lichterfelde im Jahre 1918 einen Arbeitsplan vorgelegt, nach dem auf Druckfestigkeit und Verlauf der Längenänderungen mit wechselnder Belastung untersucht worden sollten:

3 unbewehrte Säulen,
je 3 gleichartig bewehrte Säulen,
der Beton in je 3 Würfeln von 20 cm Kantenlänge, und zwar
a) besonders in eiserner Form gestampft,
b) aus dem Kern einer unbewehrten Säule herausgeschnitten,
c) aus dem Kern je einer Säule mit den verschiedenen Bewehrungen herausgeschnitten.

Ferner sollten geprüft werden die Eisen zu den Längsbewehrungen auf Druckfestigkeit unter Ermittlung der Quetschgrenze und der Elastizitätszahl und die Spiraleisen zu den Querbewehrungen auf Zugfestigkeit unter Ermittlung der Proportionalitätsgrenze, der Streckgrenze, der Elastizitätszahl, der Bruchfestigkeit und der Bruchdehnung.

Der Versuchsbeton sollte die gleiche Zusammensetzung erhalten wie bei den späteren Hauptversuchen. Er sollte auch die gleiche Zusammensetzung haben wie bei den bisher ausgeführten Säulenversuchen, also aus 1 Rtl. Zement, 4 Rtl. Kiessand und 10 vH Wasserzusatz, bezogen auf die trockene Mischung, bestehen.

Der Kiessand bestand bei den bisherigen Versuchen aus gleichen Raumteilen der beiden Körnungen 0—11 mm und 11—25 mm. Nach dem Beschluß in der Sitzung des Arbeitsausschusses vom 2. Mai 1917 sollte in Zukunft die Körnung 0—7 mm als Sand und die Körnung 7—20 mm als Kies angesprochen werden. Dementsprechend sollte auch zu den hier in Rede stehenden Versuchen ebenso wie zu den späteren Säulenversuchen im Gegensatz zu den bisherigen der Kiessand aus den gleichen Raumteilen der Körnungen 0—7 mm und 7—20 mm hergestellt werden. Das Mischen des Betons sollte in einer Mischmaschine, Bauart Birich, $^1/_2$ Minute lang trocken und $2^1/_2$ Minuten lang nach dem Zusatz des Wassers erfolgen. Zu jeder einzelnen Mischung sollten soviel Zement und Kiessand verwendet werden, daß der Beton jeder Mischung eine Säulenlänge von etwa 0,5 m bei 30 × 30 cm Querschnitt lieferte.

Die Säulen sollten achtseitigen Querschnitt von 900 qcm und 1,3 m Länge erhalten. Sie sollten von Arbeitern des Amtes in gußeisernen Formen stehend gestampft werden, und zwar bei derselben Bewehrung je 3 Säulen in der gleichen Weise wie bei den früheren Versuchen und unter Verwendung besonderer Maßnahmen zur Erzielung von möglichst gleichwertigem Beton in den bewehrten und unbewehrten Säulen. Diese Maßnahmen sollten vor Beginn der Versuche besprochen und festgelegt werden.

Die Säulen sollten 48 Stunden nach beendetem Stampfen entformt und die entformten Säulen dann stehend unter nassen Tüchern aufbewahrt werden. Die Tücher sollten während der ersten 5 Tage nach dem Entformen täglich einmal neu angefeuchtet werden, am sechsten Tage sollten die Säulen entformt und Temperatur und Luftfeuchtigkeit des Lagerraumes festgestellt werden.

Die Prüfung sollte bei 90 Tage Alter geschehen. 14 Tage vor der Prüfung sollten die Säulen wie seither an den Druckflächen mittels einer etwa 5 mm dicken Schicht aus Zementmörtel (L : 1) abgeglichen werden und alsdann bis zur Prüfung an der Luft im Versuchsraum liegen. Als Längsbewehrung sollten Rundeisen von 14 mm Durchmesser, als Querbewehrung Spiralen aus Eisen von 7 mm Durchmesser dienen. Die Ganghöhe der Spirale beträgt dabei 37 und 57 mm. Die Längseisen sind an den beiden Enden senkrecht zur Achse zu bearbeiten, so daß sie nach dem Abgleichen etwa 2,5 mm von beiden Druckflächen abstehen.

Der Säulenausschuß hielt am 27. Januar d. J. in Berlin eine Sitzung ab, nachdem vorher ein ausgiebiger schriftlicher Meinungsaustausch stattgefunden hatte.

In dieser Sitzung wurden die Umstände erörtert, welche geeignet sind, die Eigenschaften des Betons in den bewehrten Säulen ungünstig zu beeinflussen. Als solche kommen in Frage die Behinderung des Stampfens durch die Bewehrung, Bildung von Hohlräumen unter den Querbewehrungen und besonders die Trennung der feinen Bestandteile von den gröberen beim Durchgang des in den Kern eingeschütteten Betons zur Schale, das „Absieben". Da der Arbeitsplan für die weiteren Säulenversuche ausdrücklich Bewehrungen von solcher Weite vorsieht, daß das frühere Absieben nicht mehr zu erwarten ist, wurde beschlossen, vonseiten des Unterausschusses keine Vorversuche anzustellen, sondern das Materialprüfungsamt die Hauptversuche beginnen zu lassen, die vom Arbeitsausschuß und vom Hauptausschuß beschlossen sind.

Ferner wurde die Frage besprochen, mit welchem Wasserzusatz der Beton für die Säulenversuche angemacht werden soll. Der Arbeitsplan für die Hauptversuche sieht etwa 10 vH Wasserzusatz vor, bezogen auf die trockene Mischung. Der Wasserzusatz soll nun im Materialprüfungsamt neu festgestellt werden. Der Vorschlag, neben den gestampften Säulen auch gegossene Säulen zu untersuchen, wurde abgelehnt, da er eine wesentliche Erweiterung des Arbeitsplanes bedeuten würde. Alle Mitglieder der Unterausschusses sollen rechtzeitig von dem Zeitpunkte des Beginns der Probenfertigung unterrichtet werden mit dem Anheimgeben, an der Probenfertigung teilzunehmen.

Die Frage, wieviel Anmachungen (Mischungen) des Betons zur Herstellung jeder einzelnen Säule verwendet werden sollen, wurde dahin entschieden, daß nicht wie seither der Beton für dieselben Säulen in 3 besonderen Mischungen bereitet, sondern in folgender Weise verfahren werden soll: Der Beton wird für eine Gruppe von mehreren, an denselben Tagen zu fertigenden Säulen verschiedener Bewehrungsart in mehreren Mischungen hintereinander angemacht, jede Anmachung bleibt in einer besonderen Karre. Für jede Säule wird in gleicher Weise Beton aus allen Karren entnommen.

Zur Frage, welche besonderen Maßnahmen beim Stampfen der Säulen angewendet werden sollen, war angeregt worden, beim Stampfen der Säulen gegen die Form zu klopfen und den Einfluß des Nachstampfens bei vollzogenem Setzen des Betons zu untersuchen. Der Ausschuß war der Ansicht, daß das Klopfen wirkungslos sei, weil eiserne Formen benutzt werden und das Nachstampfen nicht anwendbar, da der Beton nicht flüssig verarbeitet wird.

Ein Antrag, alle weiteren Säulenversuche an feucht aufbewahrten Proben anzustellen, wurde angenommen. Die Proben sollen liegend feucht gehalten und von Zeit zu Zeit gekantet werden.

Der Arbeitsausschuß hat in seiner letzten Sitzung am 28. Januar den Vereinbarungen des Unterausschusses zugestimmt. Es wurde ferner beschlossen, an der für die Säulenversuche ausgesetzten Summe von 75 000 M. festzuhalten derart, daß die durch die eintretende Verteuerung bedingten Mehraufwendungen durch entsprechende Kürzung des Arbeitsplanes nach dem sachlichen Ermessen des Materialprüfungsamtes auszugleichen sind.

Im Jahre 1919 bot sich eine gute Gelegenheit, Versuche an einem nicht zu Versuchszwecken, sondern zu praktischen Zwecken unter weitgehender Verwendung von Hochofenschlacke erbauten Eisenbetongebäude auszuführen. Es handelt sich um einen zum Abbruch bestimmten 10 Jahre alten dreigeschossigen Eisenbetonmodellschuppen der Buderusschen Eisenwerke in Wetzlar von rd. 22 m Länge, 17,5 m Breite, 5 m Säulenabstand und 4,80 m Stockwerkshöhe im Erdgeschoß, 4,40 m im Obergeschoß und 2,80 m im Dachgeschoß. Die Buderusschen Eisenwerke stellten durch den Verein Deutscher Eisen-Portland-Zementwerke das Bauwerk für die Vornahme von Versuchen

zur Verfügung und erklärten sich bereit, die Versuche durch Bereitstellung von Belastungsmaterial usw. zu unterstützen. Die Versuche, und zwar Belastungsversuche unter Messung der Durchbiegung der Decken und Säulen sowie Brandproben unter den belasteten Decken wurden durch das Materialprüfungsamt Lichterfelde ausgeführt. Wesentliche Beschädigungen des Gebäudes sind dabei nicht eingetreten. Der Bericht wird in nächster Zeit erscheinen.

Ferner wird demnächst ein Bericht erscheinen über die in Dresden ausgeführten Versuche mit 2 Rippenbalken unter Dauerbelastung sowie der Bericht über die Dauerversuche mit Rippenbalken im Anschluß an Heft 31 (Versuche zur Ermittlung des Rostschutzes der Eiseneinlagen im Beton unter besonderer Berücksichtigung des Schlackenbetons) und der Bericht über die Versuche mit 3 Rippenbalken nach dem Vorschlag des Herrn Geheimrats Labes und über die Ergänzungsversuche nach dem Vorschlag des Herrn Generaldirektors Dr. Koenen. Die Versuche über Kontinuität und Einspannung sind in Dresden ausgeführt, der Bericht wird im Sommer 1920 erstattet werden. Hiermit sind die in Dresden ausuführenden Versuche für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton überhaupt erledigt. Neu in Aussicht genommen sind in Dresden Versuche mit trägerlosen Decken (Pilzdecken) und Versuche mit hochwertigem Zement.

Auf der vorjährigen Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Nürnberg hat Herr Dr.-Ing. Marcus, Breslau, einen Vortrag über Pilzdecken gehalten, die bekanntlich in Amerika sehr gebräuchlich sind. In Deutschland unterbleibt die Anwendung dieser Decken heute meist wegen der unsicheren Rechnungsgrundlagen. Diese Rechnungsgrundlagen können nur durch planmäßige einwandfreie Versuche beschafft werden, deren Durchführung in erster Linie Sache des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton ist. Das Versuchs- und Materialprüfungsamt Dresden hatte im Einvernehmen mit Herrn Dr.-Ing. Marcus zur letzten Arbeitsausschußsitzung bereits einen Arbeitsplan vorgelegt. Der Vorschlag fand lebhaften Beifall. Es wurden jedoch noch einige Änderungen des Arbeitsplanes in Anregung gebracht und die endgültige Bearbeitung einem Sonderausschuß übertragen.

Auch die Versuche mit hochwertigen Zementen sind durch die vorjährige Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins und den Vortrag des Herrn Staatsbahnrats Spindel, Innsbruck, veranlaßt worden. Zur weiteren Beratung des von dem Dresdener Versuchsamt vorgelegten Arbeitsplanes, der grundsätzlich ungeteilte Zustimmung fand, wurde ebenfalls ein Sonderausschuß berufen.

In der Materialprüfungsanstalt Stuttgart sind die Versuche zur Ermittlung der Beziehungen zwischen Formänderungswinkel und Biegungsmoment zum Abschluß gelangt. Der erste Teil dieser Versuche, betr. Formänderungsmessungen an Balken mit einfach rechteckigem Querschnitt und mit T-förmigem Querschnitt ist im Jahre 1917 in Heft 38 veröffentlicht worden. Der zweite Teil betr. Ermittlung der statisch unbestimmten Einspannungsmomente ist jetzt zum Abschluß gebracht.

Von den Versuchen über die in Rechnung zu setzende Plattenbreite bei konzentrierter Belastung sind die Vorversuche im Jahre 1919 durchgeführt worden. Die Ergebnisse dieser Versuche sprechen dafür, daß der ursprünglich genehmigte Arbeitsplan beibehalten werden kann.

In der Versuchsanstalt Darmstadt sind die Versuche über die Wirkung des elektrischen Stromes aus Eisenbeton soweit durchgeführt, daß ihre Auswertung diesen Sommer erfolgen kann.

Die Versuche zum Vergleich der Würfelfestigkeit des Betons zu der im Bauwerk erzielten Festigkeit und die vergleichenden Versuche über die Druckfestigkeit von Hand mit und Preßluft gestampften Betons sind zum größten Teil abgeschlossen.

Aus der Sitzung des Arbeitsauszhusses ist schließlich noch hervorzuheben, daß ein Sonderausschuß eingesetzt wurde, der die Neubearbeitung der Eisenbetonbestimmungen vom Januar 1916, sofern sich diese in einigen Punkten notwendig erweist, vorbereiten und vornehmen soll.

In Fortführung der Arbeiten des Moorausschusses des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton fand in der Zeit vom 8.—10. Oktober 1919 eine Besichtigung der nunmehr sieben Jahre lang in den Mooren lagernden Betonkörper durch einen dazu bestimmten Bereisungsausschuß statt.

Die Besichtigung begann am 8. Oktober bei den in Trebbin eingelagerten Probekörpern (Süßwasservergleichsproben). Die Pfähle waren soweit freigegraben, und das Wasser durch Ausschöpfen soweit entfernt, daß sowohl die im wechselnden Wasserspiegel, also auch dauernd unter ihm liegenden Teile besichtigt werden konnten. Dagegen mußte von einer Freilegung der Rohre abgesehen werden, weil die Wiesenflächen wieder seit 1. Oktober unter Wasser gesetzt und die Rohre nicht zugänglich waren. Da die Körper im Süßwasser lagern, waren merkliche Veränderungen nicht festzustellen.

Am 9. Oktober fand die Untersuchung in Güster am Elb-Trave-Kanal statt. Die Lübecker Kanalverwaltung hatte in dankenswerter Weise die Untersuchung durch Absenkung des Wassers um 20—25 cm und Anbringung von Begehungsbrettern erleichtert und die Besichtigung der unter Wasser liegenden Teile ermöglicht. Der Befund ließ erkennen, daß im allgemeinen die Angriffe fortgeschritten sind und der Anstrich verschwunden war. Mit Rücksicht hierauf wurde für zweckmäßig erachtet, wenigstens die Rohre bald herauszunehmen und auf ihre Festigkeit prüfen zu lassen.

Am 10. Oktober begab sich der Bereisungsausschuß nach dem Kehdinger Moor. Da auch hier bei den eingelagerten Körpern ein Fortschritt im Angriff festzustellen war, wurde auch die baldige Prüfung der sich hier befindenden Rohre für zweckmäßig erachtet.

So wünschenswert es auch ist, die mechanische Prüfung im Materialprüfungsamt in Lichterfelde auf die Pfeiler und Pfähle auszudehnen, so muß z. Zt. der hohen Kosten wegen, für die eine Deckung nicht vorhanden ist, davon abgesehen werden. Der Bereisungsausschuß war aber der Meinung, daß es im Interesse der Klarheit der Versuchsergebnisse liegt, diese Prüfung nachholen zu lassen und zu diesem Zweck eine Nachbewilligung der Mehrkosten bei den beteiligten Vereinen zu beantragen.

Die Prüfung der Rohre soll im Frühjahr 1920 stattfinden. Um die Kosten zu verbilligen, übernimmt die Kanalverwaltung Lübeck die kostenlose Hergabe eines Prahmes und die unentgeltliche Herausnahme der Rohre, welche an Ort und Stelle gedrückt werden sollen. Das Meliorationsbauamt Stade übernimmt, soweit es dazu in der Lage ist, die Förderung und Erleichterung der Arbeiten im Kehdinger Moor, und der Deutsche Beton-Verein die kostenlose Gestellung einer Röhrenpresse seitens einer Mitgliedsfirma.

Nach Abschluß der Prüfung soll der erste Teil der Moorversuche in einem Bericht des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton veröffentlicht werden.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN,
VEREINSNACHRICHTEN USW.

Die Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands

hielt am 8. Mai im Rheingold zu Berlin ihre 6. Tagung ab. Nachdem der Vorsitzende, Beigeordneter Köhler-Barmen, die zahlreichen Gäste, die Vertreter der bundesstaatlichen Ministerien, den Vertreter des österreichischen Staatsamtes für Handel und Gewerbe, die Vertreter des Deutschen Betonvereins, des Deutschen Architekten- und Ingenieur-Vereins und der Presse begrüßt hatte, nahm das Wort Stadtbauinspektor Dr.-Ing. Sachs-Dortmund, um im Namen des Vorstandes den Bericht über die Vorgänge der Jahre 1914 bis 1920, der längeren Arbeitspause der Vereinigung, zu erstatten. Wir heben hieraus hervor: Eingaben an verschiedene Stadtverwaltungen wegen Übertragung der Baupolizei-Dezernate an einen Fachgenossen und anderes mehr. — Es erhielt dann das Wort Herr Baurat Marcuse-Charlottenburg, um über die Mitarbeit der Vereinigung im Normenausschuß der deutschen Industrie zu berichten. — Es folgen dann Berichte der Herren Baurat Deditius-Lübeck und Stadtbaurat Dr.-Ing. Wolf-Brandenburg über Baupolizei und Kleinwohnhausbau. Die Ausführungen gingen davon aus, daß zur Beseitigung der Wohnungsnot in hohem Maße auch die Baupolizei berufen ist. Die Baupolizei hat zu weitgehende Forderungen fallen zu lassen und hat dafür einzutreten, daß Forderungen, die zwar an und für sich begründet sind, in Ansehung der bestehenden Verhältnisse möglichst gemildert oder für den Einzelfall aufgehoben werden. In der Aussprache wurde besonders betont, daß der vom Wohlfahrtsministerium bearbeitete Musterentwurf zu einer Bauordnung einer gründlichen Umarbeitung zu unterziehen sei, und zwar unter Heranziehung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands, die wesentliche Bedenken geltend machte gegen den Entwurf und gegen die Übergehung der Fachvereine. Einen gleich wichtigen Punkt der Erörterung bildete die Aussprache über Hoch- und Flachbauweise. Auch hier kam zum Ausdruck, daß die einseitige Bevorzugung des Flachbaues durch die Regierung zurzeit infolge der außerordentlich hohen Baukosten nicht wünschenswert sei. — Es folgte ein Vortrag des Herrn Baukommissars Bulnheim-Dresden über Ersatz- und sparsame Baustoffe, in dem er eine gute Übersicht über den derzeitigen Stand der einschlägigen Fragen gab. In der Erörterung wurde besonders die wichtige Lehmbauweise behandelt, die zu lebhafter Kritik Veranlassung gab und im allgemeinen Ablehnung seitens der Fachgenossen erfuhr. — Das statische Gebiet erhielt eine besondere Beleuchtung durch den Vortrag des Herrn Dr.-Ing. Mertens-Berlin, der über neuzeitliche Holzingenieurbauten und ihre baupolizeiliche Prüfung an der Hand von Skizzen berichtete. Er besprach des näheren die besonderen Eigenschaften des Holzes, die Ausbildung der Verbindungsteile vom Standpunkt des Ingenieurs aus usw., woran sich dann noch eine lebhafte Aussprache schloß. — Den Schluß bildete ein Vortrag des Herrn Stadtbaurat Hecht- Küstrin, der über seine Feldzugserfahrungen bei der russischen Baupolizei berichtete. — Eine Aussprache über Standesfragen, in der einstimmig und mit Nachdruck die Leitung der

Baupolizei durch die Techniker gefordert wurde, beendete die Tagung. Die Berechtigung der Forderung wurde durch schlagende Beispiele aus den verschiedenen Verwaltungen der deutschen Städte nachgewiesen [1]).

43. ordentliche Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten E. V.

Am 16., 17. und 18. Juni 1920 in der Stadthalle zu Heidelberg.

Tagesordnung:

1. Erstattung des Jahresberichts durch den Vorsitzenden des Vereins, Herrn Dr. Müller-Rüdersdorf.
2. Erstattung des Kassenberichts durch den Kassierer des Vereins, Herrn Kommerzienrat M. Kuhlemann-Misburg.
3. Wahl der Rechnungsprüfer nach § 12 der Satzungen.
4. Vorstandswahl nach § 4 der Satzungen.
5. Bericht der Normensand-Kommission, erstattet durch Herrn Dr. K. Goslisch-Berlin.
6. Bericht über die Tätigkeit des Laboratoriums-Ausschusses, erstattet durch Herrn Diplom-Ingenieur E. Wecke-Bernburg.
7. Bericht über die Tätigkeit des Vereinslaboratoriums, erstattet durch Herrn Dr. F. Framm-Karlshorst.
8. Beschlußfassung über die Erweiterung des Vereinslaboratoriums durch Angliederung einer wissenschaftlichen Abteilung, Berichterstatter Herr Dr. Müller-Rüdersdorf.
9. Aufgaben der Zement- und Mörtelforschung in Wissenschaft und Technik, Vortrag, gehalten von Herrn Dr. Hans Kühl-Berlin-Lichterfelde.
10. Die Fabrikationsdiagramme der deutschen Zementfabriken und ihre Abänderungen infolge Einführung neuer Maschinen und Ofensysteme. Vortrag mit Lichtbildern, gehalten von Herrn Dr. Müller-Rüdersdorf.
11. Bericht über die Mitarbeit des Vereins in der Brennkrafttechnischen Gesellschaft, erstattet durch Herrn Direktor Dr. Kneisel-Höver b. Hann.
12. Bericht über die Tätigkeit des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, erstattet durch Herrn Dr. K. Goslisch-Berlin.
13. Zerstörungserscheinungen an Porzellan-Isolatoren, Vortrag mit Lichtbildern, gehalten von Herrn Direktor Rudolf Grimm-Göschwitz a. S.
14. Bericht des Herrn Dozent Dr. Endell-Berlin-Steglitz über die von ihm im Auftrage des Vereins ausgeführten Arbeiten mit kieselsäurereichen und eisenoxydreichen Zementen. Mit Lichtbildern.
15. Über Zerschmetterungsfestigkeiten und ihre Beziehung zur Druckfestigkeit. Berichterstatter Herr Dr. Framm-Karlshorst.
16. Über Reaktionen beim Brennen von Zementrohmehlen. Vortrag, gehalten von Herrn Professor Nacken-Greifswald. Mit Lichtbildern.
17. Die Verwendung von schwedischem Schiefer und von Ölschiefer überhaupt. Vortrag, gehalten von Herrn Direktor Dr. Killig-Degerhamn (Schweden).
18. Die Gewinnung von Kali bei der Zementfabrikation. Vortrag, gehalten von Herrn Direktor Holter-Brevik (Norwegen).
19. Einwirkung des Zementstaubes auf den Pflanzenwuchs. Vortrag, gehalten von Herrn Professor Dr. Ewert, Vorsteher der botanischen Versuchsstation in Proskau.
20. Bericht über die Tätigkeit des Wirtschaftlichen Ausschusses, erstattet durch Herrn Generaldirektor F. v. Prondzinski-Groschowitz.
21. Arbeitsleistungen und Selbstkosten in der Zementindustrie seit 1914. Vortrag, gehalten von Herrn Direktor Rudolf Grimm-Göschwitz a. S.
22. Die österreichische Güteformel für hochwertige Spezialzemente und die deutschen Portlandzemente. Vortrag mit Lichtbildern, gehalten von Herrn Dr. Framm-Karlshorst.
23. Störungserscheinungen beim Abbinden des Zementes durch Fremdkörper im Mörtel. Vortrag mit Lichtbildern, gehalten von Herrn Dr. Müller-Rüdersdorf.
24. Über Steinkohlen, insbesondere deren Gewinnung. Vortrag mit Lichtbildern, gehalten von Herrn Direktor Ahlbach-Rüdersdorf.
25. Geschäftliches.

Ergänzungen und Abänderungen der Tagesordnung bleiben vorbehalten.

Eintrittskarten zur Generalversammlung sind bis zum 10. Juni d. Js. beim Vorsitzenden des Vereins anzufordern.

Über die Tagung deutscher Holzbauingenieure des Deutschen Holzbau-Vereins.

Vom 20. bis 23. April fand in Berlin im Ingenieurhaus eine Tagung der deutschen Holzbaustatiker und -konstrukteure statt unter Teilnahme von Vertretern der Reichsregierung und der preußischen Ministerien sowie von Baupolizeiämtern und Materialprüfungsanstalten.

Die Tagung beschäftigte sich vor allen Dingen mit der gegenwärtig brennend gewordenen Frage der zulässigen Beanspruchungen für Bauholz. Hierzu wurden von namhaften Holzbaustatikern Referate gehalten, welche sich mit der Beschaffenheit des Holzes, seiner Eignung für Ingenieurbauten, ferner mit dem Stand der wissenschaftlichen Forschungen bezügl. auftretender Beanspruchungen in den Holzkonstruktionsteilen sowie mit den Holzkonstruktionen selbst und ihrer Erhaltung bzw. ihrem Schutz befaßten. In Erwägung war gezogen die Gründung eines Reichsausschusses für Holzkonstruktionen, für welchen besonders die anwesenden Vertreter der Reichs- und Staatsbehörden eintraten. Es gelangte jedoch eine Entschließung zur Annahme, in welcher im Augenblick von der Gründung eines solchen Reichsausschusses Abstand genommen werden und die zunächst liegende Arbeit im Verein mit den bereits bestehenden Ausschüssen im Normenausschuß der deutschen Industrie erledigt werden soll.

Das Hauptergebnis der Tagung vereinigte sich in dem Wunsche der Beteiligten, daß infolge des großen Mangels an Baustoffen, deren Erzeugung die Verwendung von Kohle bedingt, das Holz in größerem Maße als bisher für die Errichtung von Ingenieurkonstruktionen und zur Behebung der Wohnungsnot heranzuziehen sei.

[1]) Der ausführliche stenographische Bericht über die Tagung erscheint demnächst im Verlage von Ernst & Sohn in Berlin und wird im Buchhandel käuflich sein.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 1. IV. 1920.

Kl. 35 b, Gr. 1. K 61 674. Friedr. Krupp A.-G., Essen-Ruhr. Fahrbarer Bockkran. 17. I. 16.

Kl. 80 a, Gr. 46. Sch 54 720. Wilhelm Schütz, Düsseldorf, Schloßstraße 19. Vorrichtung zum Einstampfen von profilierten und auch durchbrochenen Eisenbetonkörpern. 15. III. 19.

Kl. 80 b, Gr. 20. S 51 568. Arno Sachse, Leopoldshall bei Staßfurt. Verfahren zur Herstellung eines Baustoffs aus Kohlenasche; Zusatz zur Anmeldung S 51 089. 22. XI. 19.

Kl. 80 c, Gr. 13. P 36 875. Fa. G. Polysius, Dessau. Brech- und Austragevorrichtung für Schachtöfen für Zement, Magnesit, Kalk und dergl. 1. VII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. IV. 1920.

Kl. 5 c, Gr. 2. G 44 172. Gustav Gloßmann, Beuthen O. S. Verfahren zum Ablenken der Gefrierrohre von einer Schachtwand aus eisernen Auskleidungsplatten mit lotrechten äußeren Führungsrohren. 3. VII. 16.

Kl. 20 g, Gr. 6. F 45 011. Paul Fischer, Greiz i. V., Grünratstr. 12. Einrichtung zum Überleiten von Fahrgästen und Waren an Zwischenstationen ohne Anhalten der Züge. 1. VIII. 19.

Kl. 70 e, Gr. 9. G 49 042. Max Grabolle, Breslau, Einbaumstr. 7. Vorrichtung zur Benutzung kurzer Reißschienen an langen Zeichentischen. 5. IX. 19.

Kl. 84 c, Gr. 2. B 87 369. K. Buschardt, Cuxhaven, Wernerstr. 4. Kastenvortreibrohr zum Herstellen von Betonwänden. 14. IX. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 8. IV. 1920.

Kl. 19 c, Gr. 8. S 48 866. Gustav Siegrist, Karlsruhe i. B., Augusta-Straße 10. Um die Walzenräder einer mit einem Erdbagger vereinigten Straßenwalze zu legender Zahnmantel. 23. VIII. 18

Kl. 37 a, Gr. 4. L 47 539. Enric Lupescu, Frankfurt a. M., Neckarstraße 10. Mauer für Hohlbauten mit Doppelwänden. 23. XII. 18.

Kl. 37 a, Gr. 6. H 73 815. Rudolf Hitzemann, Benrath, Schloßallee 10. Von sattelförmigen Oberlichtern getragenes eisernes Dach. 28. II. 18.

Kl. 80 c, Gr. 13. K 69 364. Friedr. Krupp A.-G., Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Entleerungsvorrichtung für Schachtöfen, Silos u. dgl. 28. VI. 19.

Kl. 81 e, Gr. 31. S 47 645. Aage Johannes Sierstedt Smith, Holbaek, Dänemark; Vertreter: Patentanwälte W. I. C. Koch und Dr. W. Pogge, Hamburg. Schwerkraftbahn. 3. I. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. IV. 1920.

Kl. 20 h, Gr. 6. Sch 55 188. Wilhelm Schmollack, Neukölln, Emser Straße 70. Aufgleiser, Zusatz zu Patent 314 663. 8. V. 19.

Kl. 20 h, Gr. 7. G 49 698. Alfred Galle, Berlin, Wehlauer Str. 20. Maschinelle Rangieranlage für Schmalspur- bezw. Hängebahnanlagen auf Kreisringgleisen. 29. XI. 19.

Kl. 20 i, Gr. 14. L 48 995. Carl Lemmerzahl, Saalfeldt a. d. Saale. Signal für doppelte Kreuzungsweichen. 30. IX. 19.

Kl. 20 i, Gr. 40. E 24 780. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., A.-G., Braunschweig. Antriebvorrichtung für Signale. 16. I. 20.

Kl. 37 b, Gr. 1. E 24 113. Dr. Fritz Emperger, Wien; Vertreter: Patentanwälte Meffert und Dr. Sell, Berlin SW 68. Mauerwerk- und Verkleidungsstein. 18. VI. 19.

Kl. 37 c, Gr. 1. L 47 287. Wilhelm Ludovici, Jockgrim, Pfalz. Als Lichtziegel ausgebildeter Dachziegel. 10. X. 18.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. IV. 1920.

Kl. 20 i, Gr. 10. 321 517. The Westinghouse Brake Company, Limited, London, Vertreter: Patentanwalt R. Gail, Hannover. Elektrisch gesteuertes Weichen- und Signalstellwerk. 2. VII. 13. W 42 631.

Kl. 35 b, Gr. 1. 321 669. Gebr. Burgdorf, Altona. Krananlage, insbesondere zur Bedienung von Stapelplätzen. 1. III. 19.. B 88 614.

Kl. 35 b, Gr. 4. 321 573. Henri Michelot, Paris, Vertreter: Patentanwalt Dr. B. Alexander Katz, Berlin SW 48. Baukran mit in einem Führungskreuz eines starren, durch angelenkte Strebepfeiler gestützten Gerüstes drehbarer Kransäule 18. X. 13. M 53 978. Französische Priorität vom 18. XII. 12.

Kl. 37 a, Gr. 1. 321 670. Martin Schlenzig, Berlin-Wilmersdorf, Bruchsaler Str. 16. Vierseitig unterstützte Holzbalkendecke. 25. V. 18. Sch 53 130.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. IV. 1920.

Kl. 5 a, Gr. 4. 321 935. Dr.-Ing. Berthold Monasch, Leipzig, Prendelstraße 10. Bohrverfahren für horizontale Erdbohrungen. 31. V. 16. M 59 650.

Kl. 19 a, Gr. 24. 321 880. Paul Henck, Goch, Gut Heidfort. Schienenbefestigung für Schmalspurbahnen durch Spannstangen, die die Schienen in Außenhalter auf der Schwelle pressen. 25. II. 17. H 71 738.

Kl. 20 i, Gr. 17. 321 679. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Elektrisches Lichtsignal mit je einem Stromkreis für die Stellungen einer elektrisch gesteuerten Weiche. 22. VI. 19. S 50 423.

Kl. 20 i, Gr. 35. 321 882. Arthur Thompson Withington, Manchester, England; Vertreter: Patentanwalt K. Osius, Berlin SW 11. Zugsicherungseinrichtung, bei der durch ein auf der Strecke befindliches pulsierendes Magnetfeld auf dem Zuge für das Signal „freie Fahrt" ein hörbares Zeichen gegeben wird. 24. VI. 15. T 20 387. Britische Priorität vom 8. VIII. 14.

Kl. 20 i, Gr. 38. 321 680. The Westinghouse Brake Company, Limited, London; Vertreter: Patentanwalt R. Gail, Hannover. Eisenbahnsignalvorrichtung; Zusatz zu Patent 271 008. 25. X. 13. W 43 492. Belgische Priorität vom 20. XI. 12.

Kl. 20 k, Gr. 9. 321 821. Westinghouse Electric Company Limited, London; Vertreter: Patentanwälte: H. Springmann und E. Herse, Berlin SW 61. Vorrichtung zur Verhinderung seitlichen Schwingens des an Hängedrähten aufgehängten Fahrdrahts elektrischer Bahnen. 21. I. 14. W 44 197. Priorität der Ver. Staaten von Nordamerika vom 7. V. 13.

Kl. 42 b, Gr. 23. 321 893. Franz Joseph Reuß, Seligenstadt und Ewald Wintgen, Klein-Steinheim. Meßgeräte zur Feststellung der Steigungswinkel für Treppenwangen und Treppengeländer. 2. X. 19. R 48 538.

Kl. 42 c, Gr. 43. 303 344. Kriegspatent. Dr. Ludger Mintrop, Bochum Herner Str. 45. Erschütterungsmesser. 25. V. 17. M 61 351.

Kl. 42 c, Gr. 43. 303 345. Kriegspatent. Dr. Ludger Mintrop, Bochum Herner Str. 45. Erschütterungsmesser. Zusatz zu Patent 303 344. 5. VIII. 17. M 61 664.

Kl. 85 e, Gr. 1. 321 811. Isaac Shone, London; Vertreter: Patentanwalt E. W. Hopkins, Berlin SW 11. Kanalisationsanlage. 27. II. 12. S 35 733. Britische Priorität vom 27. II. 12.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Tabellen zur schnellen Bestimmung der Momente, Querkräfte und Stützendrücke sowie zum Auftragen der Einflußlinien, für die Praxis berechnet von Bauingenieur M. Bazali. Berlin SW. 29, Verlag von Willy Geißler. Preis M 8,80, geb. M 11,—.

Für freiaufliegende, eingespannte und durchgehende Träger werden in dem Buche von Bazali Tabellen gegeben. Die Erläuterungen, sowie die Beispiele sind so ausgiebig, daß auch ein nur wenig geschulter Statiker sich der Tabellen leicht bedienen kann. Möchte das Buch nicht zur Erschlaffung des Strebens nach wirklichen statischen Kenntnissen auch beim Mittelschultechniker beitragen, dann wird es im täglichen Gebrauche ein nützliches Hilfsmittel bilden; sein Zweck ist, Zeit und Arbeit zu ersparen, nicht aber, einen Ersatz für Wissen zu bieten.

Die Tabellen für den durchlaufenden Träger behandeln gleichmäßig verteilte und Einzellasten in völlig beliebiger Stellung. Symmetrie ist bei dem durchlaufenden Träger über 4 Stützen Voraussetzung. Diese Tabellen für den durchlaufenden Träger weisen dieselbe Bauart auf wie die altbekannten Tabellen des Schweizers Griot. Durch das Erscheinen von Tabellen für den gleichen Zweck (sie sind allerdings nicht ganz so umfangreich) im deutschen Buchhandel, ist für viele Fälle das wegen der Valutaverhältnisse unerschwinglich gewordene Buch von Griot entbehrlich geworden. Das Papier ist leider außergewöhnlich minderwertig. Dr.-Ing. W. Kunze.

Der durchlaufende Bogen auf elastischen Stützen. Ein Berechnungsverfahren für die Praxis mit Formeln für die am häufigsten vorkommenden Fälle der einfachen sowie durchlaufenden Binder und Bogen und ausführlichen praktischen Rechnungsbeispielen. Von A. Straßner. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin 1919. 204 S. Preis geh. 22.— M, geb. 26.— M.

Als statisch unbestimmtes Hauptsystem wird von dem Verfasser das System gewählt, welches sich ergibt, wenn die Stützenfüße sich seitlich frei verschieben können und die elastische Linie senkrecht zum Einspannquerschnitt bleibt. Man gewinnt auf diese Weise eine einfache Zurückführung der Aufgabe auf den kontinuierlichen Träger mit elastisch drehbaren Stützen. Als Hilfsmittel zur Berechnung der statisch Unbestimmten dienen die Sätze von Mohr über die elastische Linie und die Methode der Fixunkte von Ritter. Bei allen Ableitungen ist das Streben nach Übersichtlichkeit und Anschaulichkeit zu erkennen. Der Verfasser hat im Jahre 1916 im selben Verlage ein Buch erscheinen lassen: „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger". Rückverweisungen und Wiederholungen waren bei der Ähnlichkeit des Stoffes wohl nicht zu vermeiden. Bei einer Neuauflage wäre es aber zu begrüßen, wenn die beiden Schriften in ein einheitliches Werk umgearbeitet würden.

Der erste Abschnitt des vorliegenden Buches enthält die Ableitung der allgemeinen Formeln und Beziehungen, im zweiten Abschnitt waren die Formeln für verschiedene häufig vorkommende Bogenformen spezialisiert, der letzte Abschnitt, beinahe die Hälfte des Werkes, ist praktischen Beispielen gewidmet, welche so ziemlich alle Anwendungen enthalten dürften, die für den Eisenbeton in Frage kommen. Obgleich das Werk in erster Linie den Bedürfnissen des Eisenbetonstatikers dienen soll, wird es auch der Eisenkonstrukteur mit Vorteil zu Rate ziehen können. Dr.-Ing. H. Hencky.

Wahl und Aufgaben der Betriebsräte, der Arbeiterräte und der Angestelltenräte sowie der Betriebsoberleute. Geh. Reg.-Rat Dr. H. Schulz. Verlag Julius Springer, Berlin. 1920. 9,60 M geh.

Die hohe praktische Bedeutung des Betriebsrätegesetzes für die gesamte Industrie nötigt den Unternehmer und die leitenden Angestellten einerseits, alle Arbeitnehmer andererseits, sich mit dem Inhalt des Gesetzes auf das eingehendste vertraut zu machen. Dazu bedarf der Praktiker insbesondere, da es ihm meist nicht möglich gewesen sein wird, das Entstehen des Gesetzes in seinen einzelnen Stadien vom ersten Referentenentwurf bis zu den Ergebnissen der 3. Beratung in der Nationalversammlung zu verfolgen, eines Kommentars, einer Erläuterung, die ihm zu den einzelnen Bestimmungen des Gesetzes ein sachkundiger Ratgeber sein soll. Zu den besten erschienenen Kommentaren des BRG zählt der Kommentar von Schulz, der ja in amtlicher Stellung an den Beratungen des BRG, insbesondere über den Teil des Wahlverfahrens teilnahm und schon früher über die ähnliche Materie der Arbeiter- und Angestelltenausschüsse einen gleichen Ratgeber veröffentlicht hat.

Das Buch gibt zunächst in einer Einleitung die geschichtliche Entwicklung der Frage und behandelt dann die verschiedenen Abschnitte des Gesetzes in einem zusammenfassenden allgemeinen Überblick, der die Beschäftigung mit den einzelnen Paragraphen des Gesetzes wesentlich erleichtert.

Daran schließt sich die Wiedergabe des Gesetzes mit Erläuterungen an, die begreiflicherweise im wesentlichen auf den Materialien des Gesetzes (Referentenentwürfen, Vorberatungen, Beratungen der Nationalversammlung) beruhen, sich jedoch für die Erläuterung sonstiger in Betracht kommender Begriffe auch auf die Rechtsprechung stützen. Das Buch behandelt dann besonders eingehend die wichtigen Fragen der Wahl der Betriebsvertretungen unter Wiedergabe der Wahlordnung mit ihren Anlagen sowie der amtlichen und eigener Beispiele. Ein Stichwortverzeichnis erleichtert den Gebrauch.

Das Buch, aus der Entstehung des Gesetzes für die Praxis geschrieben, kann allen, die sich mit dem Gesetz zu beschäftigen haben, zum Studium auf das dringendste empfohlen werden.

Der Verfasser schließt seinen allgemeinen Teil mit der Kundgabe der Anschauung, daß das Gesetz die unserem Wirtschaftsleben drohenden Gefahren nicht vermehren wird; nicht die Vorschriften dieses Gesetzes bestimmen nach seiner Ansicht Heil oder Unheil unseres Wirtschaftslebens, sondern der Geist der Durchführung, der von der Gesinnung der Arbeiter und der Arbeitgeber abhänge. Dies ist natürlich ein politisches Werturteil. Meines Erachtens liegen selbst bei Anerkennung der inneren Gründe des Gesetzes in der Ausgestaltung der Gesetzesbestimmungen ganz außerordentliche Gefahren, die nur dann vermieden werden könnten, wenn die Arbeiter eben diejenige Gesinnung nicht hätten, die diese Ausgestaltung veranlaßt hat.

Dipl.-Ing. Hans Schäfer, München.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W
Druck von H. S. Hermann & Co. Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang 30. Juni 1920 Heft 12

DER RHEINISCHE TRASS

und andere Tuffsteine aus dem Laacher-See-Gebiet mit besonderer Berücksichtigung ihrer mineralischen und chemischen Zusammensetzung und ihrer Verwendung.

Von Geheimen Bergrat Dr. R. Brauns, Prof. an der Universität Bonn.

Inhalt: Eruptionsgesteine im Laacher Seegebiet. — Leucitphonolithtuff. — Trachytbimsstein. — Traß. — Die chemische Zusammensetzung des Trachytbimssteins. — Die chemische Zusammensetzung von Traß. — Hydratwasser im Traß. — Kolloidale Beschaffenheit des Gesteinsglases im Traß. Feste Lösung. — Hydraulische Wirkung von Traß. Annahme von verbindungsfähiger freier Kieselsäure. — Verhalten gegen Alkalilauge. — Umrechnung der Gewichtsprozente in Molekularprozente und Vergleich der Bestandteile in Bimsstein u. Traß. — Abnahme der Alkalien im Traß. — Überschüssige Tonerde im Traß. — Traß enthält großen Überschuß an Kieselsäure. — Rolle des Hydratwassers im Traß. Bedeutung der kolloidalen Beschaffenheit. — Basenaustausch. — Entwicklung von Traß aus Bimssteintuff. Grundwasser und Kohlensäure. — Der Leucittuff. — Sein Wassergehalt. — Chemische Zusammensetzung des Leucittuffs in Molekularprozenten und Vergleich seiner Bestandteile. — Überschüssige Tonerde. — Keine freie Kieselsäure im Leucittuff nachweisbar. — Leucittuff auch in gemahlenem Zustande kein Traß. — Analysentabellen.

In dem Gebiete des Laacher Sees bei Andernach haben während der Diluvialzeit außerordentlich zahlreiche vulkanische Ausbrüche stattgefunden, die alle Arten von vulkanischem Gesteinsmaterial in z. T. ungewöhnlicher Beschaffenheit geliefert haben. Die einen, örtlich immer wechselnden Ausbrüche haben schwere basaltische Schlacken geliefert, die in engem Bezirk um die Ausbruchsstelle zu niedrigen Bergen angehäuft sind, andere haben glühendflüssige Lava zu Tage gefördert, die in kurzem Laufe nach den damals schon vorhandenen Tälern geflossen ist, bei wieder andern ist die emporgequollene Schmelze als phonolithisches Gestein in Kuppen fest geworden. Dann folgten Ausbrüche von zertrümmertem Gesteinsmaterial, das in großer Mächtigkeit, aber geringer Verbreitung nahe um die Ausbruchstellen angehäuft ist und nach seinem Mineralbestand im wesentlichen mit dem phonolithischen Gestein übereinstimmt, das jene Kuppen bildet. Den Schluß bilden ungeheure vulkanische Explosionen, bei denen ausgeworfenes trachytisches Gesteinsmaterial, zu schaumigem weißen Bimsstein aufgebläht, hoch in die Luft geblasen und durch westliche Winde weit nach Osten über den Westerwald hin bis nach Gießen und Marburg getragen wurde. Zu gleicher Zeit wurde das gleiche Bimssteinmaterial durch talabwärts gerichtete Energien in die Täler der Nette und des Brohlbaches getrieben, die es in großer Mächtigkeit ausfüllt. Als Nachzügler folgten Ausbrüche von wesentlich dem gleichen trachytischen Material untermischt mit Bruchstücken von Gesteinen, die oft als Grundgebirge bezeichnet werden, weil sie überall den tiefsten Untergrund der uns bekannten Erdkruste bilden.

Verschieden wie die Ausbruchsformen sind auch die geförderten Gesteine. Die basaltischen Laven und Schlacken enthalten, anders als die meisten Basalte, Leucit und Nephelin als wesentliche Gemengteile und sind daher in die Gruppe der Basanite, Tephrite und Leucitbasalte zu rechnen. In der Praxis wird diese Lava Basaltlava oder wegen ihrer Verwendung seit alter Zeit Mühlsteinlava genannt; die Schlacken aber führen den Namen Krotzen und werden wegen ihrer oft sehr bizarren Form als Grotten — u. dgl. Steine in Gärten, wegen ihrer rauhen Oberfläche aber zum Reinigen von Wasser benutzt. Die Ausbrüche haben vor Ablagerung des jüngeren Löß stattgefunden.

Die als Kuppen erstarrten Gesteine enthalten als wesentliche Gemengteile Nosean, Leucit und Nephelin, gehören in die Gruppe der Phonolithe und werden Noseanphonolith oder Leucitphonolith genannt. Wegen ihres hohen Gehaltes an Alkalien (17—18%) werden sie bei Herstellung von Flaschenglas (Sinzig), wegen ihres hohen Kaligehaltes (9—10%) gemahlen, oder mit Phosphat zusammengeschmolzen, als Düngemittel benutzt. Die Kuppe der Olbrück, der Schellkopf bei Brenk, der Engelner Kopf bei Kempenich, der Burgberg bei Rieden bestehen aus diesem Gestein.

Lockeres, von Vulkanen ausgeworfenes Gesteinsmaterial wird allgemein Tuff oder, wenn es nachträglich verfestigt worden ist, Tuffstein genannt und seine Zugehörigkeit zu einer bestimmten Gesteinsart durch Hinzufügung des Namens dieser gekennzeichnet. So wird der Tuff, der zu jenem Leucitphonolith gehört als Leucitphonolithtuff oder abgekürzt als Leucittuff bezeichnet. In der Tat ist der Leucit das beste Merkmal für diesen Tuff, weil er durch Verwitterung weiß und mehlig geworden (daher Mehlleucit genannt), trotz seiner geringen Größe sich scharf aus dem gelblichgrauen Gestein abhebt. Seine Bedeutung für diesen Tuff ist von guten Beobachtern schon erkannt worden, längst ehe der Leucit als selbständiges Mineral seinen Namen bekommen hatte. So sagt schon Collini, der i. J. 1774 unsere Gegend besucht hatte, von diesem Tuff: „Eins von seinen Hauptkennzeichen ist, daß er durchaus mit kleinen runden Punkten einer schneeweißen und sehr feinen Erde besprengt ist.“ Wenige Jahre danach (1790) hat Nose, der eifrige Erforscher unseres Gebietes, dieses Merkmal noch viel schärfer betont: „Blendend weiße äußerst zarte Knöpfchen sind es, in Form feinerer oder gröberer Stecknadelknöpfe . . . Welch ein Blick auf dem vergrößerten Felde! Die scheinbar runde Figur entfaltet sich zu erwünschter Regelmäßigkeit, was stumpf schien, wird kantig . . . . Regelmäßige Dreiecke kommen höchst sparsam vor, öfterer dergleichen Achtecke . . . es gelang mir einigemal acht Flächen bei einigen hervorragenden Pyramiden zu unterscheiden.“ Damit hat er die für Leucit charakteristische Form, die später Leucitoeder genannt wurde, ganz zutreffend beschrieben. Der Leucittuff ist stellenweise sehr reich an Brocken von all den Gesteinen, die wir als in der Tiefe vorhanden annehmen dürfen, und hierdurch örtlich sehr verschieden; darum wird er nach den zunächst liegenden Dörfern weiter unterschieden als Weiberner, Riedener, Beller und Ettringer Stein. Der Weiberner Stein enthält am wenigsten, der Ettringer in den Hauptlagen am meisten von fremden Gesteinsbrocken, derart, daß er damit ganz gespickt ist. Der Leucittuff selbst enthält außer Leucit noch Nephelin, Nosean, Alkalifeldspat, Aegirinaugit und in kleiner Menge auch seltnere Mineralien, dazu schaumigen, gelben Bimsstein. Verwendet werden diese Tuffsteine als Bausteine, wozu sie ganz hervorragend geeignet

sind, weil sie in großen Quadern gewonnen und leicht bearbeitet werden können und wetterbeständig sind, er gehört zu den schönsten und besten Bausteinen, die in Deutschland vorkommen. Außerdem wird der Beller Stein vorzugsweise als Backofenstein benutzt. Der Ausbruch dieser Tuffe ist vor und z. T. noch während der Ablagerung des Löß erfolgt. Der Umstand, daß der Leucittuff in der Hauptmasse ungeschichtet ist, daß die Bruchstücke der fremden Gesteine aller Art regellos, ohne Rücksicht auf ihre Schwere und Größe, in ihm zerstreut sind, seine örtlich große Mächtigkeit und geringe Verbreitung lassen es ausgeschlossen erscheinen, daß sein Material durch vulkanische Explosionen in die Luft geblasen und aus dieser niedergefallen sei, machen es vielmehr wahrscheinlich, daß er als dicker Brei auf Spalten aus der Tiefe hervorgequollen und in nächster Nähe der Ausbruchsstellen abgesetzt ist. Nur zu Beginn und am Schluß der Ausbrüche sind auch durch Gasexplosionen zerstiebte Massen in die Luft geblasen und aus dieser, nach Schwere geschichtet, niedergefallen.

Die weißen Bimssteine des engeren Laacher Seegebietes unterscheiden sich von dem Leucittuff vor allem dadurch, daß sie vollkommen leucitfrei sind; eine Verwechslung beider ist daher für jeden sorgfältigen Beobachter ausgeschlossen. Sie enthalten Alkalifeldspat, daneben wenig Augit, Hornblende, Glimmer, spärliche Körnchen von blauem Hauyn, gelbem Titanit, farblosem Apatit, metallisch schwarzem Magnetit, in der Hauptsache aber bestehen sie aus schaumigem Glas. Nach ihrem Mineralbestand gehören sie zu Trachyt, sind Trachytbimssteine. Sie sind an verschiedenen Stellen rings um den Laacher See explosionsartig ausgebrochen und bedecken, aus der Luft niedergefallen und nach Korngröße und Schwere geschichtet, die nach dem Rhein hin gelegenen Höhen und das weite Neuwieder Becken. Sie sind erst nach Ablagerung des jüngeren Löß ausgeworfen worden, den sie an vielen Stellen überlagern. Noch jünger als sie sind nur noch die grauen Trachyttuffe, deren Ausbruchstellen innerhalb des Laacher Seebeckens selbst und in der Nähe vom Dachsbusch und des Wehrer Kessels zu suchen sind.

Aus dem gleichen Material wie die weißen trachytischen Bimssteintuffe bestehen die Tuffsteinmassen, welche in den Talniederungen der Nette und des Brohlbaches abgelagert sind. Sie sind gleichaltrig mit jenen, ihr geologisches Vorkommen und ihre Bildungsweise aber eine andere, daher werden diese Tuffsteine mit einem andern Namen, als Traß bezeichnet (aus dem italien. terrazo, holländ. tras und tiras). Nach Mitteilung meines Kollegen, Herrn Prof. Dr. Frings ist das Wort im 17. Jahrhundert nach Deutschland gekommen; es wird schon i. J. 1609 in einer vom Herzog von Jülich ausgestellten Beleihungsurkunde (mitgeteilt in Liebering, Beschreibung des Bergreviers Coblenz I, 1883, S. 76) für den festen Tuffstein im Brohltal im Ländchen Breisig und von Kruft im Nettetal gebraucht, während das gemahlene Gestein als Mehl besonders aufgeführt wird; also lange bevor es eine Wissenschaft der Gesteinskunde gab, ist dieser besondere Tuffstein mit dem besonderen Namen Traß benannt worden. Dies ist wichtig denen gegenüber festzustellen, die meinen, mit Traß sei nur das gemahlene Gestein bezeichnet worden, es sei ein Name für das technische Produkt, und es sei ein Fehler und ein Irrtum, dem festen Tuffstein diesen Namen zu geben. Später ist dann der Name Traß auch von der aufkommenden gesteinskundlichen Wissenschaft für den festen trachytischen Tuffstein des Brohl- und Nettetales übernommen und um so schärfer auf diesen beschränkt worden, je genauer die Unterschiede gegen andere Tuffsteine ermittelt wurden, was nicht ausschließt, daß Unerfahrene und Laien den Namen Traß in unrichtiger Weise auch für andere Tuffsteine gelegentlich verwendet haben oder daß Traß vorzugsweise der gemahlene Tuffstein genannt wurde, wenn seine technische Verwendung berücksichtigt wurde. Alle wissenschaftlichen Abhandlungen aber, die sich mit diesem trachytischen Tuffstein beschäftigen, nennen ihn Traß.

Traß wird seit alter Zeit als Baustein, sodann aber in immer steigendem Maße als hydraulischer Zuschlag zu Zement für Zement-Traß-Mörtel und mit Kalk zu Traß-Kalk-Mörtel benutzt. Hierzu ist der weiße Bimssteintuff nicht brauchbar; da sein Material ursprünglich aber das gleiche ist, muß die Verschiedenheit sich erst nachträglich im Traß herausgebildet haben, vielleicht schon durch Vorgänge bei seiner Entstehung, schnelle Abschreckung[1]) des heißen schaumigen Bimssteins durch Wasser, sodann durch chemische Vorgänge, die infolge seiner Lage in den Talniederungen und unter dem Grundwasserspiegel wirksam wurden. Der Bimsstein bildet einen lockeren, geschichteten Trockentuff, der Traß einen kompakten ungeschichteten Naßtuff; nur in seinen oberen Lagen ist er trocken und lockerer und wird dann Bergtraß oder wilder Traß genannt. Die andern unter dem (ehemaligen[2])) Grundwasserspiegel gelegenen Massen sind durchfeuchtet und fest. Unter und über dem Traß liegt im Nettetal weißer Bimsstein, ein Beweis, dass der Traß gleichalterig mit diesem ist.

Über die Vorgänge, durch welche Traß in die Talniederungen gelangt sei, gehen die Ansichten noch auseinander. K. Völzing betrachtet in seiner Abhandlung über den Traß des Brohltales (Jahrb. d. Königl. Preuß. Geol. Landesanst. für 1907 Bd. XXVIII, Heft 1) den Traß „als eine allmählich erfolgte Ablagerung absteigender[3]) Eruptionswolken". Ihm schwebten dabei die außerordentlich heftigen explosiven Gasausbrüche des Mont Pelé auf der Insel Martinique v. J. 1902 vor, bei denen aschebeladene Glutwolken von dem Berg herabgesaust und die Stadt St. Pierre vollständig zerstört haben. Hiergegen ist aber zu bemerken, daß am Laacher See ein Gipfel, aus dem solche Ausbrüche hätten stattfinden können und von dem aus die Glutwolken in die Täler gestürzt wären, nicht vorhanden ist. Wahrscheinlicher ist es, daß die Bimssteinmassen, mit Wasser gemengt, als dicker Brei in die Talniederungen geflossen sind. Das Wasser kann aus dem Laacher See stammen, der zur Zeit jener Bimssteinausbrüche als Einsenkung schon vorhanden war, was daraus hervorgeht, daß basaltische Lavaströme von den benachbarten Bergen bis zu dem Wasserspiegel herabgeflossen sind. Während der Eruption der weißen Bimssteine an Stellen der äußeren Seeumwallung geriet der See in Bewegung, seine Wassermassen brachen aus und ergossen sich da über die Umwallung, wo sie damals (vor Ausbruch der grauen Trachyttuffe, die gerade rings um den Laacher See am mächtigsten sind) am niedrigsten war, das ist in der Richtung zum Nettetal das Gebiet zwischen dem Krufter Ofen und dem Thelenberg, in der Richtung zum Brohltal die Einschnitte nach Glees und Wassenach. (Vergl. hierzu: S. Martius, Beiträge zu den Fragen nach der Ursprungstelle der weißen Bimssteine, dem Ursprungsort und der Entstehungsweise des Trasses. Verhandlgn. d. Naturhist. Ver. der preuß. Rheinlde. u. Westfalens 68, Jahrg. 1911 und R. Brauns, Neue Beobachtungen über die Ausbruchstellen der Bimssteine usw. Sitzgsber. d. Niederrh. Ges. f. Natur- u. Heilkunde 1909. Auch R. Brauns, Vulkane und Erdbeben, Leipzig, Quelle u. Meyer 1913, S. 121).

Worin liegen nun die Unterschiede zwischen dem Bimssteintuff und dem Traß? Nicht in ihrem Mineralbestand, denn dieser ist in beiden der gleiche und für die spezifischen Eigenschaften des Trasses von keiner Bedeutung weil die Mineralien indifferent sind. Es ist Alkalifeldspat, spärlich Hauyn, sodann Augit, Hornblende, Titanit, Magnetit und Apatit; alle miteinander treten an Menge weit zurück, gegenüber dem schaumigen Glas, dem Hauptbestandteil des

[1]) Die Abschreckung bewirkt Erstarrung der Schmelze zu Glas, verhindert die Kristallisation. Der Bimsstein besteht aus solchem Glas, das zugleich durch die stürmisch entweichenden Gasbestandteile der Schmelze in hohem Grade schaumig geworden ist.

[2]) Gesunken nach der Rheinkorrektion.

[3]) Der Ausdruck absteigend, den man so oft in Verbindung mit diesen Eruptionswolken liest, ist irreführend und beruht auf einer falschen Übersetzung von „nués ardents"; dies heißt brennende Wolken, Glutwolken. Sie sind mit einer Geschwindigkeit von 150 m in der Sekunde den 1350 m hohen Berg zum Meere herabgestürmt.

Bimssteins wie des Trasses. In dem Glas haben wir daher den wirksamen Bestandteil des Trasses zu suchen, und wenn chemische Unterschiede zwischen dem Glas des Bimssteins und Trasses sich herausgebildet haben, müssen sie durch Analyse zutage treten auch dann, wenn die Gesteinsmassen im ganzen der Analyse unterworfen werden, weil das Glas der vorherrschende Bestandteil ist. Um die Unterschiede zu ermitteln, haben wir zuerst die chemische Zusammensetzung der weißen Bimssteine kennen zu lernen, sodann die der verschiedenen Traßarten. Um für beide gleichwertige Vergleichszahlen zu bekommen, müssen die Analysen in bestimmtem und gleichem Sinne umgerechnet und bestimmte Werte gegenübergestellt werden.

Indem ich mich somit zunächst an die Analysenergebnisse halte und aus ihnen die chemische Beschaffenheit des wirksamen Traßstoffes zu ermitteln versuche, gehe ich auf andere Erklärungsversuche nicht weiter ein, erwähne nur, daß gegen die Annahme, der wirksame Stoff bestehe aus Zeolithen, einfach die Tatsache spricht, daß im Traß noch niemals Zeolith im kristallisierten Zustand — und dieser gehört zum Wesen eines Zeoliths — gefunden worden ist. Als zeolithische Substanz ganz allgemein könnte das Traßglas insofern bezeichnet werden, als es wie diese eine Vereinigung von Alkalitonerdesilikaten mit Wasser darstellt, ich vermeide aber diese Bezeichnung, weil sie zu der irrtümlichen Auffassung Veranlassung geben kann, als ob Zeolithe im Traß nachgewiesen seien; das ist nicht der Fall. Die Annahme Tannhäusers, daß die hydraulische Wirkung des Trasses durch Sodalithmineralien bewirkt werde (Bautechnische Gesteinsuntersuchgn. II. Jahrg. 1911, 1. Heft), ist von ihm selbst wieder aufgegeben und durch die andere ersetzt worden, daß das Traßglas sodalithähnliche Zusammensetzung habe (ebenda III. Jahrg. 1912, S. 65 und „Der Steinbruch" 1915, Nr. 9 u. 10). Wenn dies der Fall wäre, müßte das Bimssteinglas ebenfalls sodalithähnliche Zusammensetzung besitzen, denn eine solche müßte dem Glase von seinem Ursprung an eigentümlich sein. Und wenn die hydraulische Wirkung an sodalithähnliche Zusammensetzung gebunden wäre, müßte auch der Bimsstein solche aufweisen, das ist aber, wie bekannt, nicht der Fall. Des weiteren aber setzt Tannhäuser sich mit aller Erfahrung und darauf aufgebauten Annahmen in Widerspruch, indem er anknüpfend an die Abhandlung von Burchartz die Behauptung aufstellt, „daß auch ein aktionsfähiger Kieselsäuregehalt, selbst wenn er vorhanden gewesen wäre, nicht zur Erklärung der hydraulischen Wirkungsweise herangezogen werden kann".

Darin stimmen alle Forscher überein, daß das Traßglas dessen wirksamer Bestandteil sei; und es ist immer daran festzuhalten, daß es ursprünglich mit dem Bimssteinglas wesensgleich war; es ist zu untersuchen, in welchem Sinne und wodurch es derart geändert worden ist, daß es im Traß hydraulische Eigenschaft besitzt, die ihm im Bimsstein abgeht. Wir haben also aus den Analysenergebnissen zu ermitteln, worin die Unterschiede zwischen dem nicht hydraulischen Bimsstein und dem aus dem gleichen Material entstandenen Traß bestehen und zu untersuchen, wodurch die Unterschiede sich herausgebildet haben.

Die chemische Zusammensetzung des Trachytbimssteins habe ich nach neuen, mit Unterstützung der Rheinischen Gesellschaft für wissenschaftliche Forschung ausgeführten Analysen im Neuen Jahrb. f. Min. Beil. Bd. XIII, 1916 mitgeteilt und entnehme dieser die Werte 2—4 in Tabelle I S. 214, und zwar ist:

1. Bimsstein aus dem Traß des Brohltales nach K. Völzing (l. c. S. 23.
2. Bimsstein aus dem Tagebau von X. Michels bei Niedermendig (Brauns l. c., 441),
3. schaumiger Bimsstein aus den Gruben nördlich vom Bahnhof Plaidt (ebenda),
4. schaumiger Bimsstein südlich von Glees (ebenda).

Wir sehen aus den Analysenwerten, daß die weißen Bimssteine reich sind an Alkalien und 5 Gewichtsprozente Kali und 10 Gewichtsprozente Natron enthalten, während der Kieselsäuregehalt um 55%, der Tonerdegehalt um 22% schwankt; die Hauptmasse besteht demnach aus Alkalitonerdesilikat. Der Gehalt an über 110% entweichendem Wasser liegt über zwei und unter drei Prozent.

Die chemische Zusammensetzung von Traß ist durch zahlreiche Analysen ermittelt worden, von denen viele in der wichtigen Schrift von Anton Hambloch: Der rheinische Traß als hydraulischer Zuschlag in seiner Bedeutung für das Baugewerbe, Andernach 1903, zusammengestellt sind. Ich teile unter 5—8 in Tabelle I die folgenden vier Analysen mit:

5. Bergtraß aus den Brüchen des Herrn Nonn in Burgbrohl-Brohltal (nach Goldberg, Chemiker-Zeitung, Jahrg. XVII, I, 1893, Nr. 22, S. 367—374). Die Substanz war vorher bei 110—120° getrocknet. Der angegebene Wassergehalt ist gleich dem Glühverlust.
6. Blaugrauer Traß aus dem Nettetal nach Michaelis (mitgeteilt bei A. Hambloch, S. 5 unter VI). Die Werte sind für wasserfreie Substanz angegeben.
7. Blaugrauer Traß aus dem Nettetal nach Michaelis (ebenda unter IV). Die Werte sind auch hier für wasserfreie Substanz angegeben.
8. Blauer Traß aus dem Brohltal (nach Goldberg wie 5). Der angegebene Wassergehalt ist gleich dem Glühverlust der zuvor bei 110—120° getrockneten Probe.

Ein Vergleich mit den Analysen des Bimssteins ergibt ohne weiteres, daß der Traß erheblich weniger Natron enthält als der Bimsstein; von über 10% im Bimsstein ist der Natrongehalt auf unter 5% im Traß gesunken, der Gehalt an Kieselsäure ist dagegen gestiegen.

Über den Wassergehalt geben die hier mitgeteilten Analysen keinen weiteren Aufschluß, weil er in verschiedener Weise bestimmt oder nicht berücksichtigt wurde. Darüber liegen anderweitige Untersuchungen vor, so die von Burchartz (Die Eigenschaften von Traß und Traßmörtel, Mitteilgn. aus d. Königl. Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde. 1913, Heft 1). Nach ihm beträgt der Gehalt an „hygroskopischem" Wasser, das im Wassertrockenschrank entweicht (1) und an „Hydratwasser", des von da ab bis zur Glühtemperatur entweicht (2):

(1) Kleinstwert 2,00%, Höchstwert 3,75%, im Mittel 2,80%,
(2) „ 6,91%, „ 8,68%, „ 7,70%.

Daß die beim Erhitzen des Trasses entweichenden flüchtigen Bestandteile wirklich Wasser sind, haben Goldberg sowohl wie Burchartz festgestellt. Das Wasser entweicht bei steigender Temperatur in steigender Menge (Tannhäuser, „Der Hydratwassergehalt" im Traß, Bautechn. Gesteinsuntersuchgn. herausgegeben von J. Hirschwald, II. Jahrg. 1911, Heft 2), der letzte Anteil erst bei Glühtemperatur. Bei einem von mir im elektrischen Tiegelofen ausgeführten Versuch, bei dem die Temperatur durch ein von der Physikalisch-Technischen Reichsanstalt geeichtes Pyrometer mit Mikrogalvanometer bestimmt wurde, erhielt ich Gewichtsverlust: bis 100° 1,89%, bis 200° 6,11%, bis 300° 7,51%, bis 400° 8,20%, bis 600° 8,72%, bis 800° 9,28 %, bis 1000° 9,36%. Der Gehalt an Hydratwasser betrug demnach in dieser Probe 7,47%.

Geglühter Traß zieht an freier Luft begierig wieder Wasser an; auch der nur bis 100° erhitzte Traß nimmt an der Luft wieder Wasser auf; in feuchter Luft (z. B. in einem mit Wasser statt Schwefelsäure beschickten Exsikkatorgefäß) mehr Wasser als er vorher enthalten hatte. Burchartz hält es für wahrscheinlich, daß das Wasser z. T. in chemischer Bindung im Traß enthalten sei; Tannhäuser will das gesamte Wasser als „adsorbiertes" Wasser auffassen. Zur Beurteilung dieser Frage hat man zu beachten, daß das Wasser nur an das Gesteinsglas gebunden ist, daß dieses keine chemische Verbindung, sondern ein Gemenge verschiedener Verbindungen ist,

zu denen auch das Wasser gehört, und daß ein solches Gemenge als feste Lösung aufzufassen ist, zu vergleichen einer Lösung verschiedener Salze in Wasser mit dem Unterschied, daß die Stoffe in einem Glas sich gegenseitig gelöst halten. Wenn wir von den nur in geringer Menge vorhandenen Bestandteilen absehen, wäre das Gesteinsglas im Traß eine feste Lösung von Natron-Tonerdesilikat, Kali-Tonerdesilikat und Wasser. Das Glas aber ist schaumig aufgebläht, hat dadurch eine große Oberfläche und nimmt um so mehr kolloidale Beschaffenheit an, je mehr aus dem wasserarmen Bimssteinglas das wasserreiche Traßglas sich entwickelt. Auf die große Bedeutung, welche der kolloide Zustand für den hydraulischen Erhärtungsprozeß hat, hat Michaelis in seinen letzten Abhandlungen hingewiesen (Baumaterialienkunde XI u. XII. Jahrg. 1906 u. 1907) und sagt u. a.: „Die Kolloide bedingen die Beständigkeit der hydraulischen Mörtel."

Auf die Rolle, welche das Wasser im Traß möglicherweise spielen kann, komme ich später noch zu sprechen. Die Erfahrung hat gelehrt, daß solcher Traß, der zu hydraulischem Mörtel sich besonders gut eignet, immer einen hohen Wassergehalt besitzt; deshalb wird für die Prüfung von Traß vorgeschrieben, daß guter Traß nach Trocknung im Wassertrockenschrank (98°) mindestens 7 % Glühverlust = Hydratwasser ergeben soll. Vorherige Trocknung bei einer bestimmten Temperatur ist notwendig, damit nicht beliebig feuchte Proben zur Prüfung genommen werden. Wenn wir weiter berücksichtigen, was erst später erörtert wird, daß das Hydratwasser ein Maßstab für die im Traß enthaltene verbindungsfähige Kieselsäure ist (S. 209), so erkennen wir in der Höhe des Gehaltes an „Hydratwasser" ein Zeichen für die Güte des Trasses; jene Vorschrift ist daher durchaus sachgemäß und darum empfehlenswert, weil sie leicht und sicher ausgeführt werden kann.

Die hydraulische Eigenschaft des Trasses besteht darin, daß er, in fein gemahlenem Zustand mit Kalk gemengt, erhärtet. Da ihm im Kalk eine Base angeboten wird, liegt die Annahme nahe, daß Kieselsäure des Trasses sich mit Kalk verbinde, daß chemisch nicht gebundene, daher verbindungsfähige „freie" Kieselsäure im Traß enthalten sei und er durch diese seine hydraulische Wirkung erhalte. Freie Kieselsäure, wie sie z. B. bei dem Aufschließen der Silikate zum Zweck der Analyse gewonnen wird, ist in Alkalilauge löslich. Auf Grund dieser Erfahrung hat man die im Traß angenommene freie Kieselsäure durch Behandlung des feinen Traßpulvers, insbesondere durch Alkalilauge zu bestimmen versucht. Auch an Prüfungen von Traß auf sein Verhalten gegen Salzsäure hat es nicht gefehlt (Goldberg l. c. 1893); nur durch Salzsäure werden vorzugsweise basische Bestandteile einschließlich Tonerde aus dem Traßglas ausgezogen, während dieses selbst körperlich zunächst noch erhalten bleibt. Hierbei tritt eine nicht unbeträchtliche Erwärmung ein, worüber ebenfalls Goldberg Versuche angestellt hat, deren Wiederholung in exaktester Weise erwünscht wäre, wie überhaupt weitere eingehende Untersuchungen in dieser Richtung angebracht erscheinen. Zur Beurteilung dieser Versuche ist zu beachten einmal, daß die Feinheit des Traßmehles, die Konzentration und Natur der Lösungen, die Dauer ihrer Einwirkung, die Temperatur auf das Ergebnis von Einfluß ist, sodann, daß durch solche Behandlung das Traßglas als Ganzes, wie jedes andere Glas, angegriffen wird und von Alkalilauge anders als von Sodalösung, von Säuren anders als von Alkalien, besonders stark aber, wenn abwechselnd Alkalien und Säuren auf das Glas einwirken. Hieraus sind die abweichenden Versuchsergebnisse und ihre unterschiedliche Deutung zu erklären, von denen hier nur die wichtigsten berücksichtigt werden können; es ist ausgeschlossen, alle im Laufe der Zeit gegebenen Erklärungsversuche zu besprechen.

Besonders erfolgreich hat sich Wilhelm Michaelis in einer Reihe sorgfältiger Untersuchungen mit diesen Fragen beschäftigt (Chemiker-Zeitung **19**, 1895, **20**, 1896; Tonindustriezeitung 1897; Zeitschr. f. Chemie und Industrie der Kolloide **5**; Baumaterialienkunde 1906, 1907). Er hat festgestellt (1895), daß durch Digerieren von Traßpulver mit 10-prozentiger Natronlauge auf dem Wasserbad in Lösung gehen: nach 10 Stunden 16,54% Kieselsäure und 4,8% Tonerde, nach 24 Stunden 16,71 % Kieselsäure und 6,04% Tonerde. Nach dieser Behandlung erhärtet der Rückstand so gut wie gar nicht mehr mit Ätzkalk. Bei einer zweiten Untersuchung (1896) wurden 3 gr echter Traß sechsmal mit je 100 ccm zehnprozentiger Natronlauge je 12 Stunden lang auf dem Wasserbad digeriert; hierbei gingen 48,88 Prozent Kieselsäure und Tonerde in Lösung. Michaelis wird durch diese Versuchsergebnisse zu der Ansicht geführt, daß neben der löslichen Kieselsäure auch die lösliche Tonerde bei der hydraulischen Wirkung des Trasses beteiligt sei und meint, daß bei der vulkanischen Eruption durch hoch gespannten Wasserdampf die chemische Bindung insbesondere von Kieselsäure und Tonerde derartig gelockert worden sei, daß diese als freie Hydrate zur hydraulische Erhärtung geeignet wurden.

(Schluß folgt.)

BALKEN MIT STETIG VERÄNDERLICHER HÖHE.

Von Ingenieur Leopold Herzka, Oberstaatsbahnrat, Wien.

Bei statisch unbestimmten Tragwerksarten spielt die Anpassung der äußeren Balkenform an die wirksamen Kräfte (Momente, Querkräfte) eine vom Standpunkte der Wirtschaftlichkeit oftmals nicht genügend gewürdigte Rolle. Es bedurfte erst des immer schärfere Formen annehmenden Wettbewerbes, bis man selbst bei minder wichtigen Bauwerken die Umständlichkeit einer hierdurch bedingten Mehrarbeit mit in den Kauf nahm. In den letzten Jahren sind denn auch wiederholt Untersuchungen erschienen, welche sich mit der Behandlung von Trägerformen veränderlichen Querschnittes, die nicht nur ästhetisch befriedigen, sondern auch materialwirtschaftliche Vorteile in sich bergen, befassen. Sie alle zielen darauf ab, durch eine vorausgewählte Gesetzmäßigkeit der Querschnittsänderung brauchbare Formeln für den Rechnungsgang abzuleiten, insbesondere aber die Auswertung der statisch unbestimmten Größen einfach und durchsichtig zu gestalten.

Im allgemeinen wird die Veränderlichkeit der Trägerform durch einen „Trägeranlauf" oder „Anlauf" angestrebt. (Wir empfehlen diesen Ausdruck an Stelle von „Voute" oder der in jüngster Zeit eingeführten, aber nicht immer zutreffenden Bezeichnung „Schräge".) Der Anlauf wird entweder plötzlich durch eine Gerade (hier könnte im besonderen die Bezeichnung „Schräge" belassen werden) oder allmählich durch eine stetige Linie angestrebt; zu bemerken ist aber, daß es für die Verbundträger — und um solche handelt es sich vor allem im folgenden — kaum gelingen dürfte, die bestehende Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes in eine geschlossene mathematische Formel zu fassen, da es sich mit den Belastungen in der Weise ändert, daß es mit wachsender Spannung abnimmt. Darauf hat insbesondere Emperger in „Beton und Eisen" 1916, Heft IV/V, in dem Aufsatze „Die wahre Größe des Trägheitsmomentes in Eisenbetonbalken" hingewiesen und unter anderem beiläufig bemerkt, „daß es nicht angebracht erscheint, sich mit zweifelhaften Annäherungen für den Verlauf des Trägheitsmomentes zu begnügen, sobald es sich um die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke handelt".

Die immer wieder auftretenden Bestrebungen, die äußere Gestaltung des Trägers zur Grundlage für den Verlauf des Trägheitsmomentes zu nehmen, haben darum nur beschränk-

ten Wert; man sollte sich vielmehr mit jenem Näherungsgesetze zufrieden geben, welches bei Wahrung ausreichender Sicherheit den Vorteil einfachster mathematischer Behandlung in sich birgt. Nach dieser Richtung scheint mir die von Dipl.-Ing. Max Ritter [1]) vorgeschlagene Gleichung:

$$y = 1 - (1 - n)\left(\frac{2\,x_1}{l}\right)^{2r} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1$$

die geeignetste; in ihr bedeuten mit Bezug auf Abb. 1, in der

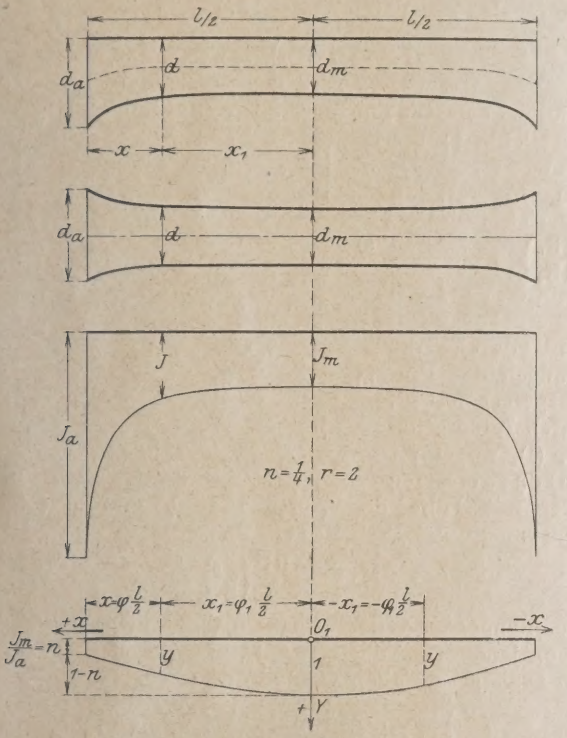


Abb. 1.

ein Balken mit gegen seine Mitte symmetrischem Anlauf und die dazu gehörenden Trägheitsmomente dargestellt sind:

J_m, J_a und J das Trägheitsmoment in der Mitte, am Ende und an der Stelle x_1 des Balkens;

$$n = \frac{J_m}{J_a},\quad y = \frac{J_m}{J};$$

$\pm x_1$ die auf die Balkenmitte bezogene Abszisse des dem J zugeordneten Querschnittes;

setzt man:

$$x_1 = \varphi_1 \frac{1}{2} \text{ bezw. } x = \varphi \frac{l}{2},$$

so wird:

$$x + x_1 = \frac{l}{2} \text{ oder } \varphi + \varphi_1 = 1.$$

Gl. (1) nimmt mit O_1 als Ursprung die Form an:

$$y = 1 - (1 - n)\,\varphi_1^{2r} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1'$$

wobei sich φ_1 zwischen den Grenzen ± 1 bewegt.

Die Hochzahl 2r hat auf die Art des Anlaufes wesentlichen Einfluß, derart, daß mit zunehmendem r der Anlauf sich verschwächt; r wird nach Aufzeichnung der y-Linie rechnerisch aus der Gl. (1') ermittelt:

$$r = \frac{1}{2}\,\frac{\log\frac{1-y}{1-n}}{\log \varphi_1}$$

Hierzu wird man vorteilhaft verschiedene Stellen y heranziehen und aus den für diese errechneten r-Werten ein Mittel bestimmen; endlich empfiehlt es sich, diesen Mittelwert auf einfache Zahlen aufzurunden, z. B. 0,25, 0,5, 0,75, 1, 1,5, 2,0.

[1]) „Über die Berechnung elastisch eingespannter und kontinuierlicher Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment", Schweizerische Bauzeitung, 1909, Bd. LIII. Nr. 18, 19.

Schließlich mag hier eingeschaltet werden, daß die Form des Anlaufes, Abb. 1a u. 1b, wie sie sich nach der Bedingungsgleichung (1') ergeben würde, der Ausführung nicht strenge zugrunde gelegt werden muß, sondern daß man sich mit einer angenäherten Anschmiegung an den theoretischen Verlauf, etwa durch Einlegung einer passenden Schräge oder einer Parabel, wird begnügen dürfen.

Die Größe des Endverdrehungswinkels τ ist für beliebige Belastung durch die Bedingung gegeben:

$$\tau = \int \frac{M_x\,M'_x}{E\,J}\,dx \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2$$

M_x bzw. M'_x stellt das Moment für die tatsächliche bzw. für die gedachte Belastung an der Stelle x_1 (x) dar; in Verbindung mit Gl. (1') folgt, wenn sinngemäß der Index φ_1 eingeführt wird und weil: $dx_1 = \frac{l}{2}\,d\varphi_1$:

$$\tau = \frac{l}{2\,E\,J_m}\int_{-1}^{+1} M_{\varphi_1}\,M'_{\varphi_1}\left[1 - (1-n)\,\varphi_1^{2r}\right]d\varphi_1 \quad \ldots \quad (3$$

In der folgenden Tafel sind für die wichtigsten Belastungsfälle eines gegen die Mitte symmetrisch gestalteten Balkens — insbesondere auch für symmetrischen und polarsymmetrischen Lastangriff — die τ-Winkel zusammengestellt und zwar sowohl für konstantes als auch für veränderliches Trägheitsmoment; hinsichtlich der Ableitung sei auf den Artikel des Verfassers: „Die Berechnung des zweistieligen, symmetrischen Stockwerksrahmens für beliebigen Kraftangriff" [2]) verwiesen. Kennzeichnend für die Winkel τ ist, daß sich jene für veränderliches J von den für J_m = konstant nur durch einen Beiwert K unterscheiden, dessen Größe sich als einfache Funktion von r und n ergibt.

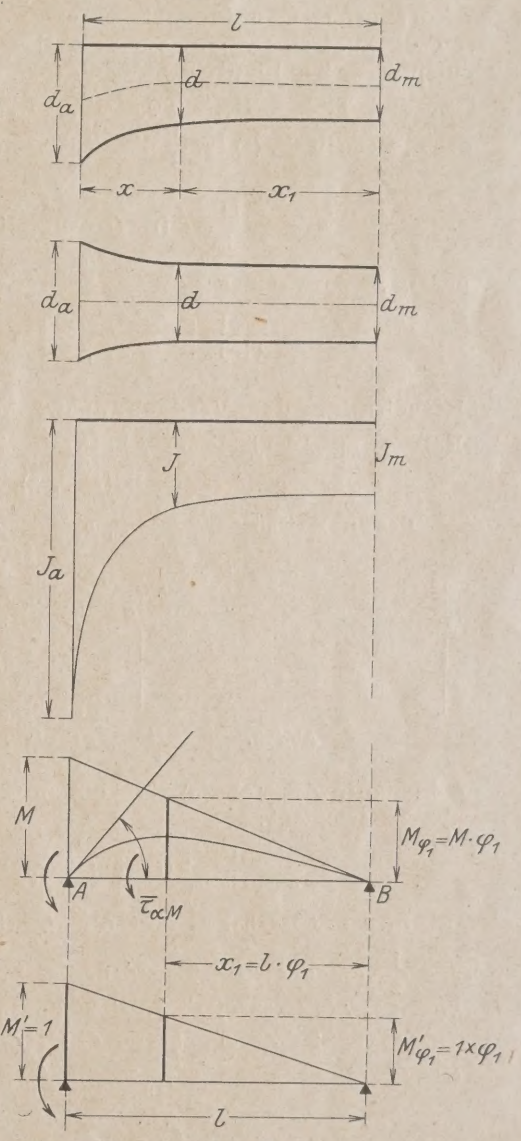


Abb. 2.

Handelt es sich um Balken, die nur auf einer Seite eine Verstärkung in Form eines Anlaufes besitzen, Abb. 2, so wird die Herleitung der Winkelwerte, hier mit $\overline{\tau}$ be-

[2]) Zeitschrift für Betonbau 1916, H. 7—10. Sonderdruck erschienen bei Lehmann u. Wentzel, Buch- und Kunsthandlung, G. m. b. H., Wien 1916.

zeichnet, schon umständlicher; sie läßt sich jedoch ganz umgehen, wenn die Ergebnisse symmetrisch gestalteter Balken entsprechend verwertet werden, mit der weiteren Einschränkung, jedoch, daß die Kenntnis der $\bar{\tau}$-Werte nur an der Stelle des Trägeranlaufes notwendig ist.

Bestimmung des Winkels $\bar{\tau}_{\alpha M}$ bei Belastung eines Balkens von der Länge l durch das Moment M bei A (Abb. 2c).

Es ist einleuchtend, daß sich der Winkel $\bar{\tau}_{\alpha M}$ bei A mit demselben Werte ergeben muß, wie jener unter Post 4 der Tabelle, wenn nur in der bezüglichen Formel $\frac{l}{2}$ durch l ersetzt wird; also:

$$\bar{\tau}^{\circ}_{\alpha M} = \frac{M l}{3 E J_m}; \qquad \bar{\tau}_{\alpha M} = \bar{\tau}^{\circ}_{\alpha M} K_4.$$

$\bar{\tau}^{\circ}_{\alpha M}$ gilt für konstantes Trägheitsmoment und ist daher identisch mit dem unter Post 2, erste Zeile ausgewiesenen Verdrehungswinkel $\tau^{\circ}_{\alpha M}$; durch Multiplikation mit K_4 erhält man den Winkel $\bar{\tau}_{\alpha M}$ für veränderliches J. Der Beweis für obige Schlußfolgerung liegt darin, daß durch Belastung eines Balkens mit gleichsinnigen Momenten (Post 4) in der Trägermitte ein Momentennullpunkt entsteht, wodurch eine Spaltung in zwei Halbträger erfolgt, von denen jeder dem Falle Abb. 2c entspricht. Zur Kontrolle hat man (Abb. 2c und d):

$$M_{\varphi_1} = M\,\varphi_1, \quad M'_{\varphi_1} = 1\,\varphi_1,$$

daher, wenn in Gl. (3) für $\frac{l}{2}$ die Stützweite l eingeführt wird:

$$\bar{\tau}_{\alpha M} = \frac{M l}{E J_m} \int_0^1 [1 - (1-n)\,\varphi_1^{2r}]\,\varphi_1^2\, d\varphi_1$$

und nach Auswertung:

$$\bar{\tau}_{\alpha M} = \frac{M l}{3 E J_m}\left[1 - \frac{3(1-n)}{2r+3}\right] = \frac{M l}{3 E J_m} K_4.$$

Berechnung des Verdrehungswinkels $\bar{\tau}_{P_S}$ in A bei Belastung durch P im Abstande $b = l\,\xi$ vom Auflager B (Abb. 3).

Der in Post 6 dargestellte, spiegelsymmetrisch belastete Träger besitzt in Feldmitte einen Momentennullpunkt; durch ihn zerfällt er in zwei Halbträger der Abb. 3 (Post 8). Man hat daher sofort und mit der in der angezogenen Abhandlung (Fußnote 2) erwähnten Annäherung (siehe auch die Bemerkung in der Tabelle) für konstantes bzw. veränderliches Trägheitsmoment:

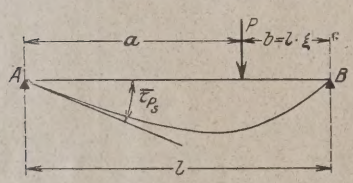


Abb. 3.

$$\bar{\tau}^{\circ}_{P_S} = \frac{P l^2}{6 E J_m}\xi(1-\xi^2); \qquad \bar{\tau}_{P_S} = \bar{\tau}^{\circ}_{P_S} K_6.$$

In den Ausdrücken Post 6 mußte hierbei $\frac{P}{2}$ durch P und $\frac{l}{2}$ durch l ersetzt werden. Geht man auf Gleichlast von p kg/lfd m über, so entsteht wegen:

$$b = l\,\xi, \quad db = l\,d\xi \text{ und da: } P = p\,db = p\,l\,d\xi,$$

aus der Beziehung für $\bar{\tau}_{P_S}$:

$$\bar{\tau}_p = \frac{p l^3 K_6}{6 E J_m} \int_0^1 \xi(1-\xi^2)\,d\xi = \frac{p l^3}{24 E J_m} K_6.$$

Für konstantes J_m findet sich wegen $K_6 = 1$ der unter Post 1 ausgewiesene Wert $\bar{\tau}^{\circ}_p$.

Die eben abgeleiteten $\bar{\tau}$-Werte wurden gleichfalls in die Tabelle aufgenommen.

Beispiele.

1. Für den in Abb. 4 dargestellten, bei A eingespannten, bei B frei gelagerten Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment und einseitigem Anlauf ist das Einspannungsmoment zu berechnen.

Bei Belastung durch P muß bestehen (Post 7 und 8):

$$\bar{\tau}_{\alpha M} + \bar{\tau}_{P_S} = 0.$$

Mit den Sonderwerten und P = 1 t erhält man die Einflußlinie für das Einspannungsmoment mit:

$$M = -\frac{1}{2}\left(\frac{K_6}{K_4}\right)(1-\xi^2)\,\xi \quad \ldots\ldots\ldots \text{(I}$$

Diese Formel arbeitet mit einer ausreichenden Annäherung an die Wirklichkeit; die Benutzung einer genaueren Formel, in welcher sich der Beiwert $\left(\frac{K_6}{K_4}\right)$ gleichfalls als Funktion der Laststellung ergeben hätte, erscheint durch die Forderungen der Praxis nicht gerechtfertigt.

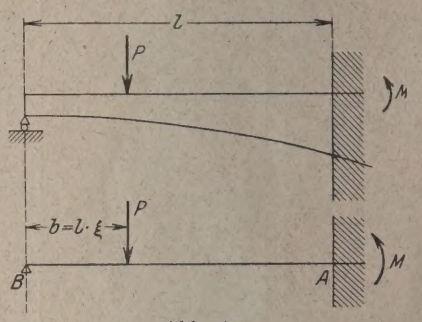


Abb. 4.

Durch Integration der Gl. (I), wobei 1 t durch p l dξ zu ersetzen ist, oder mit Hilfe der Werte Post 7 und 9 folgt für Gleichlast:

$$M_p = -\frac{p l^2}{8}\left(\frac{K_6}{K_4}\right) \quad \ldots\ldots\ldots \text{(II}$$

Das Moment an der Einspannstelle unterscheidet sich daher von jenem für konstantes J_m nur durch einen Beiwert, für den auch geschrieben werden darf:

$$\left(\frac{K_6}{K_4}\right) = 1 + \frac{3r(1-n)}{(r+2)(2r+3n)} = 1 + 3\psi$$

und der, wie zu erwarten war, stets größer als die Einheit sein muß; der günstige Einfluß des Anlaufes ist sohin in hohem Maße von der Größe des Beiwertes bzw. von:

$$\psi = \frac{r(1-n)}{(r+2)(2r+3n)} \quad \ldots\ldots\ldots (4$$

abhängig; in weiterer Folge berechnet sich der Auflagerdruck bei B:

$$B = \frac{3}{8} p\,l(1-\psi) \quad \ldots\ldots\ldots (5$$

und das maximale Feldmoment, welches am Orte $\frac{x_0}{l} = \xi_0 = \frac{3}{8}(1-\psi)$ auftritt:

$$\max M_{\xi_0} = \frac{9}{128} p\,l^2 (1-\psi)^2 \quad \ldots\ldots\ldots \text{(III}$$

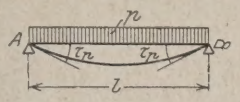
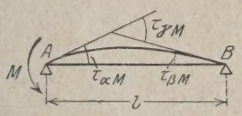
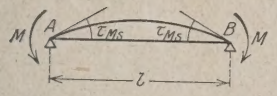
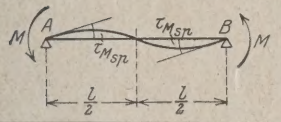
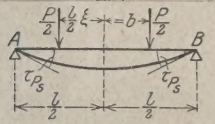
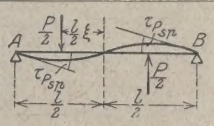
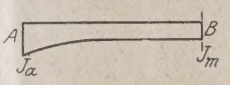
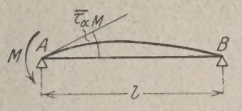
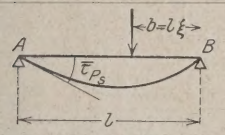
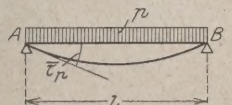
Für n = 1 wird $\varphi = 0$ und alle Ausdrücke gehen in solche für konstantes J_m über; schließlich findet sich das Feldmoment unter der Last P mit:

$$M_P = P\,l\,\xi(1-\xi)\left[1 - \frac{1+3\psi}{2}\xi(1+\xi)\right] \quad \ldots\ldots \text{(IV}$$

Beispielsweise sei der Einfluß des Trägeranlaufes für n = 0,1, r = 1 bei Gleichlast zu berechnen; man findet: $\psi = 0{,}13$ und damit der Reihe nach:

$$M_p = -1{,}39\frac{p l^2}{8}, \quad B = 0{,}87 \cdot \frac{3}{8} p\,l, \quad \max M_{\xi_0} = 0{,}76 \cdot \frac{9}{128} p l^2.$$

Demnach erfährt unter den gemachten Voraussetzungen das Einspannungsmoment eine Vergrößerung um 39%, der Auflagerdruck eine Verringerung um 13%, das maximale Feldmoment eine solche um 24% gegenüber den gleichen Kraftwirkungen für konstantes Trägheitsmoment.

Post Nr.	Belastungsart für die Trägerform	Verdrehungswinkel am Trägerende für konstantes Trägheitsmoment	Verdrehungswinkel am Trägerende für veränderliches Trägheitsmoment	Beiwerte „K“
	Trägerform	J_a — J_m — J_a		
1.		$\tau^{o}_{p} = \frac{p\,l^3}{24\,E\,J_m}$	$\tau_p = \tau^{o}_{p}\,K_2$	
2.		$\tau^{o}_{\alpha M} = \frac{M\,l}{3\,E\,J_m}$ $\tau^{o}_{\beta M} = \frac{M\,l}{6\,E\,J_m}$ $\tau^{o}_{\gamma M} = \frac{M\,l}{2\,E\,J_m}$	$\tau_{\alpha M} = \tau^{o}_{\alpha M}\,K_1$ $\tau_{\beta M} = \tau^{o}_{\beta M}\,K_2$ $\tau_{\gamma M} = \tau^{o}_{\gamma M}\,K_3$	$K_1 = 1 - \frac{3(1-n)(r+1)}{(2r+1)(2r+3)} = \frac{3K_3+K_4}{4}$
3.		$\tau^{o}_{M_S} = \frac{M\,l}{2\,E\,J_m}$	$\tau_{M_S} = \tau^{o}_{M_S}\,K_3$	$K_2 = 1 - \frac{3(1-n)}{(2r+1)(2r+3)} = \frac{3K_3-K_4}{2}$
4.		$\tau^{o}_{M_{Sp}} = \frac{M\,l}{6\,E\,J_m}$	$\tau_{M_{Sp}} = \tau^{o}_{M_{Sp}}\,K_4$	$K_3 = 1 - \frac{(1-n)}{(2r+1)} = \frac{1}{3}(2K_1+K_2)$
5		$\tau^{o}_{P_S} = \frac{P\,l^2}{16\,E\,J_m}(1-\xi^2)$	$\tau_{P_S} = \tau^{o}_{P_S}\,K_5$*)	
6.		$\tau^{o}_{P_{Sp}} = \frac{P\,l^2}{48\,E\,J_m}\xi(1-\xi^2)$	$\tau_{P_{Sp}} = \tau^{o}_{P_{Sp}}\,K_6$*)	$K_4 = 1 - \frac{3(1-n)}{(2r+3)} = 2K_1 - K_2$
	Trägerform			$K_5 = K_2$
7.		$\overline{\tau}^{o}_{\alpha M} = \frac{M\,l}{3\,E\,J_m}$	$\overline{\tau}_{\alpha M} = \overline{\tau}^{o}_{\alpha M}\,K_4$	$K_6 = 1 - \frac{6(1-n)}{(r+2)(2r+3)}$
8.		$\overline{\tau}^{o}_{P_S} = \frac{P\,l^2}{6\,E\,J_m}\xi(1-\xi^2)$	$\overline{\tau}_{P_S} = \overline{\tau}^{o}_{P_S}\,K_6$	
9.		$\overline{\tau}^{o}_{p} = \frac{p\,l^3}{24\,E\,J_m}$	$\overline{\tau}_{p} = \overline{\tau}^{o}_{p}\,K_6$	

*) Die genauen, mit der Laststellung veränderlichen Beiwerte lauten [siehe die unter Anm. 2 genannte Abhandlung]:

$$K'_5 = 1 - \frac{(1-n)}{(r+2)(2r+1)} \cdot \frac{1-\xi^{2(r+1)}}{1-\xi^2}$$

$$K'_6 = 1 - \frac{3(1-n)}{(r+1)(2r+3)} \cdot \frac{1-\xi^{2(r+1)}}{1-\xi^2}$$

2. Der beiderseits eingespannte Balken (Abb. 5). Einleitend muß bemerkt werden, daß bei der mit Anlauf ausgestatteten Trägerform unter jeder Belastung ein Horizontalschub auftritt, der insofern einen günstigen Einfluß ausübt, als durch ihn eine Verminderung des Feldmomentes bewirkt wird; darauf möge jedoch hier aus Gründen der Einfachheit keine Rücksicht genommen werden. Bis zu welcher Gestaltung des Anlaufes der Horizontalschub vernachlässigt werden darf, muß einer fallweisen Sonderentscheidung vorbehalten bleiben.

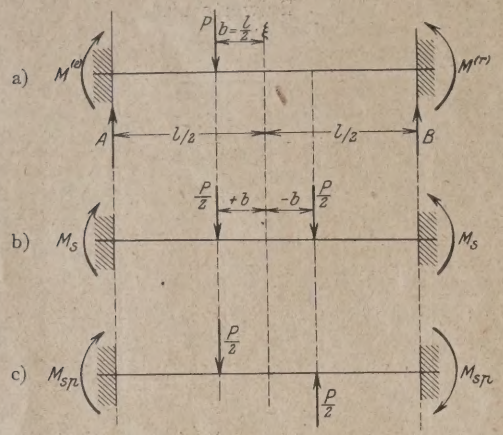


Abb. 5.

Die Wirkung der im Abstande $b = \xi \frac{l}{2}$ stehenden Last P (Abb. 5a) werde in einen symmetrischen und polarsymmetrischen Kraftangriff zerlegt (Abb. 5b und c); im ersteren Falle besteht nach M_S, im zweiten nur nach M_{Sp} statische Unbestimmtheit; nach Übereinanderlegung der beiden Teilangriffe gewinnt man die beiden Einspannungsmomente aus:

$$\left.\begin{aligned} M^{(l)} &= M_S + M_{Sp} \\ M^{(r)} &= M_S - M_{Sp} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(V}$$

Die Einflußwerte für M_S und M_{Sp} ergeben sich der Größe und dem Zeichen nach aus den bezüglichen Bedingungen:

$$\tau_{M_S} + \tau_{P_S} = 0 \text{ (Post 3 und 5)}$$
$$\tau_{M_{S_p}} + \tau_{P_{S_p}} = 0 \text{ („ 4 „ 6).}$$

nach Einführung der Sonderwerte mit:

$$\left.\begin{aligned} M_S &= -\frac{P\,l}{8}\left(\frac{K_2}{K_3}\right)(1-\xi^2) \\ M_{Sp} &= -\frac{P\,l}{8}\left(\frac{K_6}{K_4}\right)(1-\xi^2)\,\xi \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \text{(VI}$$

Endlich liefert die Zusammenziehung die allgemeine Form für die Einspannungsmomente:

$$M = -\frac{P\,l}{8}(1-\xi^2)\left\{\left(\frac{K_2}{K_3}\right) \pm \left(\frac{K_6}{K_4}\right)\xi\right\} \quad \ldots\ldots \text{(VII}$$

Von der Trägermitte in der Richtung gegen die Last P ist $\xi > 0$, andernfalls < 0, woraus unmittelbar $M^{(l)}$ bzw. $M^{(r)}$ resultiert. Setzt man:

$$\frac{P}{2} = p\,db = \frac{1}{2}\,p\,l\,d\xi$$

in die erste der Gleichungen (VI) ein, so gewinnt man für ganze Feldbelastung mit „p" kg/lfdm:

$$M_p = M_p^{(l)} = M_p^{(r)} = -\frac{p\,l^2}{8}\left(\frac{K_2}{K_3}\right)\int_0^1 (1-\xi^2)\,d\xi = -\frac{p\,l^2}{12}\left(\frac{K_2}{K_3}\right). \quad \text{(VIII}$$

Dieses Ergebnis liefert unmittelbar auch die aus Post 1 und 3 entstehende Beziehung:

$$\tau_p + \tau_{M_S} = 0.$$

Für $n = 1$ gehen selbstredend alle Beiwerte in die Einheit über und die Formeln in jene für unveränderliches J_m; für den Beiwert in Gl. (VIII) schreiben wir:

$$\left(\frac{K_2}{K_3}\right) = 1 + \frac{2r(1-n)}{(2r+3)(2r+n)} = 1 + 2\psi_1 \quad \ldots\ldots \text{(6}$$

Daraus folgt, daß das Einspannungsmoment Gl. (VIII) stets größer ist als das für konstantes J_m; bei wandernder Last gilt das gleiche für das ihr näher liegende Einspannungsmoment; das diesem zugeordnete Moment an der anderen Einspannstelle kann jedoch je nach dem Werte des letzten Klammerausdruckes $\gtrless$ werden als das für $n = 1$.

Für totale Feldbelastung beträgt beispielsweise die Vermehrung $\Delta M_p = -\frac{p\,l^2}{12} \cdot 2\psi_1$.

Bei veränderlicher Laststellung leitet man in herkömmlicher Weise ab: für den Auflagerdruck:

$$A = \frac{P}{2}(1+\xi) + \frac{P}{4}\left(\frac{K_6}{K_4}\right)(1-\xi^2)\,\xi$$

und für das Moment unter der Last:

$$M_\xi = \frac{P\,l}{8}(1-\xi^2)\left\{(1-2\psi_1) - (1+3\psi)\,\xi^2\right\}$$

Ist der Träger beiderseits der Mitte mit den Lasten $P_1, P_2, \ldots, P_n$ an den Stellen $\pm\xi_1, \pm\xi_2, \ldots, \pm\xi_n$ belastet, so stellt sich das Feldmoment für die Balkensymmetrale ($\xi = 0$) auf:

$$M_0 = \frac{1}{4}\sum P(1 \mp \xi) - \frac{1}{8}\left(\frac{K_2}{K_3}\right)\sum P(1-\xi^2) \ldots \text{(IX}$$

und daraus das Moment in der Feldmitte für die gleichmäßige Last „p":

$$M_{0p} = \frac{p\,l^2}{24}\left(\frac{K_4}{K_3}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(X}$$

Mit der leicht abzuleitenden Beziehung:

$$\left(\frac{K_4}{K_3}\right) = 1 - 4\psi_1 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(7}$$

gewinnt man die durchsichtigen Gleichungen:

$$M_p = -\frac{p\,l^2}{12}(1+2\psi_1) = -\left(M^0{}_p + \frac{p\,l^2}{6}\psi_1\right),$$

$$M_{0p} = +\frac{p\,l^2}{24}(1-4\psi_1) = +\left(M^0{}_{0p} - \frac{p\,l^2}{6}\psi_1\right).$$

$M^0{}_p$ und $M^0{}_{0p}$ sind die bezüglichen Momente für konstantes J_m. Man entnimmt den obigen Anschreibungen, daß die Vergrößerung des Einspannungsmomentes der Verminderung des Mittenmomentes gleich ist; weiter besteht absolut genommen:

$$M_p + M_{0p} = M^0{}_p + M^0{}_{0p} = \frac{1}{8}\,p\,l^2.$$

Da endlich $M^0{}_p = 2\,M^0{}_{0p}$, so kann man sagen: Die Verminderung des maximalen Feldmomentes durch Anordnung eines Anlaufes gemäß Gl. (1) beträgt das Doppelte der Vergrößerung des Einspannungsmomentes.

Beispielsweise hat man für $n = 0{,}1$, $r = 1$ und demnach mit $\psi_1 = \frac{r(1-n)}{(2r+3)(2r+n)} = 0{,}086$ der Reihe nach: $M_p = -1{,}172 \cdot \frac{p\,l^2}{12}$; $M_{0p} = +0{,}656\ \frac{p\,l^2}{24}$; die Vergrößerung von M_p beträgt daher 17,2%, die Verminderung von M_{0p} hingegen $(100 - 65{,}6) = 2 \cdot 17{,}2 = 34{,}4\%$ gegenüber den Werten für konstantes J_m.

3. Der durchgehende Träger.

In Abb. 6 ist ein Teil eines durchgehenden Trägers herausgezeichnet; die Linie der Stützenmomente habe den dort verzeichneten Verlauf; die Feldmomente der über den Stützen freigemachten Träger, herrührend von Eigengewicht und Verkehrslast, sind gleichfalls bekannt.

Die Bedingung für die Kontinuität über einer Stütze ist in der Erhaltung der gemeinsamen Tangente an die elastische Linie vor und nach der Belastung gelegen; sie verdrehe sich hierbei

aus der Lage 1—1 in die Stellung 1′—1′ (Abb. 7); es muß jetzt bestehen, wenn die Stütze s betrachtet wird:

$$180^0 - \sum \tau^l{}_S - \sum \tau^r{}_S = 180^0$$

oder:

$$\sum \tau^l{}_S + \sum \tau^r{}_S = 0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (8$$

Unter $\sum \tau_S{}^l$ und $\sum \tau_S{}^r$ ist die jeweilige Summe der durch die verschiedenen Belastungen in den freigemachten Trägern hervorgerufenen Endverdrehungswinkel links bzw. rechts von der betrachteten Stütze s zu verstehen; je nachdem das Endfeld symmetrisch oder unsymmetrisch gestaltet ist, kommen hierfür die zufallenden Werte τ und $\overline{\tau}$ der Tabelle zur Anwendung; diese Unterscheidung bezieht sich allerdings nur auf das erste und letzte Feld; die Zwischenfelder besitzen stets beiderseits anschließenden Anlauf.

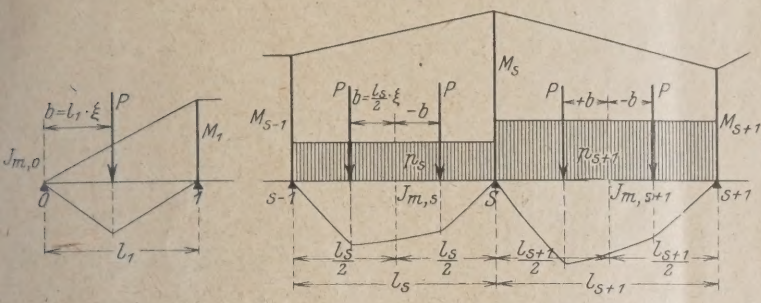


Abb. 6.

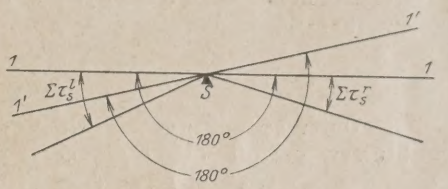


Abb. 7.

Zur Vereinfachung der Rechnung werde noch die reduzierte Länge λ_S eingeführt, derart daß:

$$\lambda_S = \frac{J_0}{J_{m,s}} l_S = \nu l_S.$$

J_0 stellt ein beliebiges, J_{ms} das Trägheitsmoment in der Mitte des Feldes l_S dar; wird nunmehr die Beziehung (8) der Reihe nach für zwei aneinanderschließende Felder angeschrieben, so gewinnt man mit Hilfe der Tabellenwerte für τ bzw. $\overline{\tau}$, wenn die von den Belastungen abhängigen Glieder allgemein mit N bezeichnet werden, nach kurzer Zwischenrechnung die erweiterten Clapeyronschen Gleichungen:

$$\left.\begin{array}{rl}
0 + 2\,M_1(\lambda_1 K_{4,1} + \lambda_2 K_{1,2}) + M_2 \lambda_2 K_{2,2} = & -N_1 - N_2 \\
\cdots & \cdots \\
M_{S-1}\lambda_S K_{2,S} + 2\,M_S(\lambda_S K_{1,S} + \lambda_{S+1} K_{1,S+1}) + M_{S+1}\lambda_{S+1} K_{2,S+1} = & -N_S - N_{S+1} \\
\cdots & \cdots \\
M_{n-2}\lambda_n K_{2,n-2} + 2\,M_{n-1}(\lambda_{n-1} K_{1,n-1} + \lambda_n K_{4,n}) + 0 = & -N_{n-1} - N_n
\end{array}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (XI$$

Die bei K stehenden Fußzeiger sind ohne weiteres verständlich. Über die Lastglieder N ist folgendes zu bemerken: Für das erste und letzte Feld, in welchen stets ein einseitiger Anlauf vorausgesetzt wird, ergibt sich, je nachdem eine Gleichlast „p" oder Einzellasten P in Betracht kommen:

$$\left.\begin{array}{l} N_1 = +\frac{1}{4} p_1 l_1^2 \lambda_1 K_{6,1} \\ \text{bzw.} \quad N_n = +\frac{1}{4} p_n l_n^2 \lambda_n K_{6,n} \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (9$$

$$\left.\begin{array}{l} N_1 = l_1 \lambda_1 K_{6,1} \sum P \xi (1 - \xi^2) \\ N_n = l_n \lambda_n K_{6,n} \sum P \xi (1 - \xi^2) \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (9'$$

Hingegen erhält man für das beliebige Lastglied N_S die bezüglichen Ausdrücke:

$$\left.\begin{array}{l} N_S = \frac{1}{4} p_S l_S^2 \lambda_S K_{2,S} \\ \text{bzw.} \quad N_S = \frac{3}{8} l_S \lambda_S \sum P_S (1 - \xi^2)\left(K_{2,S} + \frac{1}{3} K_{6,S}\,\xi\right) \end{array}\right\} \quad \ldots \quad (9''$$

Hervorgehoben muß hier werden, daß die Einmessung der Lasten von der jeweiligen Trägermitte aus erfolgt; hierbei sind die Verhältnisse $\xi = \frac{2b}{l}$ positiv bzw. negativ, je nachdem die Last von der Trägermitte aus gegen die Stütze S sich bewegt oder von ihr sich entfernt; in den Endfeldern hingegen ist $\xi = \frac{b}{l}$ vom Ende gegen die Stütze „1" bzw. „n — 1" stets mit dem positiven Zeichen einzuführen.

Anwendungsbeispiele:

3α) Untersuchung des durchlaufenden Trägers mit zwei Feldern gleicher Länge.

Bei Belastung durch P im Abstande $b = l\xi$ vom Auflager erhält man aus Gl. (XI) unmittelbar die Einflußlinie für das Stützenmoment aus:

$$2\,M \cdot 2\lambda K_4 = -l\lambda K_6 P \xi (1 - \xi^2)$$

mit:

$$M = -\frac{Pl}{4}\left(\frac{K_6}{K_4}\right)\xi (1 - \xi^2).$$

Sind beide Felder gleichmäßig mit „p" belastet, so gewinnt man wegen: $P = p \cdot db = pl \cdot d\xi$ das Stützenmoment:

$$M_p = -2\frac{p l^2}{4}\left(\frac{K_6}{K_4}\right)\int_0^1 (1 - \xi^2)\,\xi\, d\xi = -\frac{p l^2}{8}(1 + 3\psi).$$

Dieses Ergebnis deckt sich mit dem der Gl. (II), so daß für Gleichlast über beide Felder auch die weiteren Schlüsse aufrecht bleiben.

3β. Über vier Stützen durchgehender Träger mit gleichen Endfeldern.

Wir beschränken uns nur auf die Herleitung der als statisch unbestimmt angenommenen Stützenmomente M_1 und M_2, da die Größe von Auflager- und Stützendruck, ferner jene der Feldmomente in geläufiger Weise bestimmt werden kann; ferner möge hier von der in der Literatur der letzten Jahre mehrfach mit Vorteil vorgenommenen Spaltung einer Einzellast in einen symmetrischen und polarsymmetrischen Kraftangriff ausgiebiger Gebrauch gemacht werden; endlich werde gesetzt:

$$J_0 = J_{m,1}, \quad \frac{J_{m,1}}{J_{m,2}} = \nu \text{ und } l_2 = \mu l_1;$$

man hat dann:

$$\lambda_1 = \frac{J_{m,1}}{J_{m,1}} l_1 = l_1 \text{ und } \lambda_2 = \frac{J_{m,1}}{J_{m,2}} l_2 = \nu\mu l_1.$$

Mit Bezug auf Abb. 8 wird die Last P, deren Lage im Endfelde auf das Trägerende, im Mittelfelde auf die Trägermitte durch b festgelegt ist, einmal in den symmetrischen Kraftangriff $\frac{P}{2}, \frac{P}{2}$, das andere Mal in den polarsymmetrischen

Kraftangriff $\frac{P}{2} - \frac{P}{2}$ zerlegt; der Träger wird hierdurch für jede Lastgruppe nur einfach statisch unbestimmt, und zwar im ersten Falle nach M, im zweiten nach ΔM; durch Übereinanderlegung der Teilangriffe gewinnt man endlich:

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= M + \Delta M \\ M_2 &= M - \Delta M \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (10$$

Schreibt man jetzt die Clapeyronsche Gleichung für symmetrische Belastung auf, so lautet sie:

$$2\,M\,(K_{4,1} + \nu\,\mu\,K_{1,2})\,l_1 + M\,\nu\,\mu\,l_1\,K_{2,2} = -N_{sym.}$$

oder wegen: $2\,K_{1,2} + K_{2,2} = 3\,K_{3,2}$

$$M\,l_1\,[2\,K_{4,1} + 3\,\nu\,\mu\,K_{3,2}] = -N_{sym.},$$

woraus mit: $\alpha = 2\,K_{4,1} + 3\,\nu\,\mu\,K_{3,2}$

entsteht:

$$M = -\frac{N_{sym.}}{\alpha\,l_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (11$$

Unter spiegelsymmetrischem Lastangriff werden die Stützenmomente ΔM entgegengesetzt gleich; daher:

$$2\,\Delta M\,(K_{4,1} + \nu\,\mu\,K_{1,2})\,l_1 - \Delta M\,\nu\,\mu\,l_1\,K_{2,2} = -N_{sps}$$

Da auch:

$$2\,K_{1,2} - K_{2,2} = K_{4,2}$$

zieht sich:

$$\Delta M\,l_1\,[2\,K_{4,1} + \nu\,\mu\,K_{4,2}] = -N_{sps}$$

und endlich mit der Abkürzung:

$$\beta = 2\,K_{4,1} + \nu\,\mu\,K_{4,2}$$

die einfache Gleichung:

$$\Delta M = -\frac{N_{sps}}{\beta\,l_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (12$$

Nunmehr erübrigt noch die Sonderwertung der N-Größen; für die Lastlage im Endfelde ist bei symmetrischem Teilan-

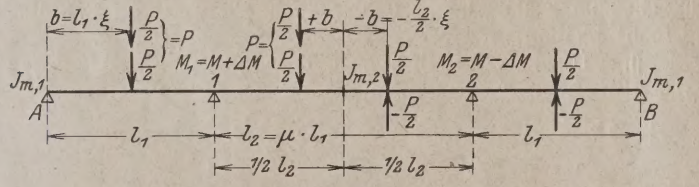


Abb. 8.

griff N_{sym} ebenso groß wie N_{sps} bei polarsymmetrischer Belastung, da bei Aufstellung der Clapeyronschen Gleichung der N-Wert sich nur auf das erste Feld erstreckt, dieses aber bei beiden Teilangriffen in gleicher Weise durch $\frac{P}{2}$ ergriffen wird; die erste Zeile der Gl. (9') lautet somit:

$$N_{sym} = N_{sps} = l_1^2\,K_{6,1}\,\frac{P}{2}\,\xi\,(1-\xi^2).$$

Damit gewinnt man die einfachen Einflußliniengleichungen:

$$\left.\begin{aligned} M &= -\frac{P\,l_1\,K_{6,1}}{2\,\alpha}\,\xi\,(1-\xi^2) \\ \Delta M &= \mp\frac{P\,l_1\,K_{6,1}}{2\,\beta}\,\xi\,(1-\xi^2) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (XII$$

Die Summeneinflußlinien lauten wegen Gl. (10):

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= -\frac{P\,l_1\,K_{6,1}}{2}\,\xi\,(1-\xi^2)\left(\frac{1}{\alpha}+\frac{1}{\beta}\right) \\ M_2 &= -\frac{P\,l_1\,K_{6,1}}{2}\,\xi\,(1-\xi^2)\left(\frac{1}{\alpha}-\frac{1}{\beta}\right) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (XIII$$

Im Gebrauchsfalle empfiehlt es sich jedoch, mit den Gl. (XII) zu arbeiten und die gewonnenen Einflußlinienordinaten nachträglich gemäß Gl. (10) zu summieren.

Liegt P im Mittelfelde, so erhält man für Lastsymmetrie, da ξ einmal positiv, das andere Mal negativ wird [Gl. (9'')]:

$$N_{sym} = \frac{3}{8}\,\nu\mu^2\,l_1^2\,\frac{P}{2}\,(1-\xi^2)\left\{(K_{2,2} + \frac{1}{3}\,K_{6,2}\,\xi) + (K_{2,2} - \frac{1}{3}\,K_{6,2}\,\xi)\right\}$$

$$N_{sym} = \frac{3}{8}\,P\,\nu\,\mu^2\,l_1^2\,K_{2,2}\,(1-\xi^2)$$

und damit:

$$M = -\frac{3}{8}\,P\,\frac{\nu\,\mu^2\,l_1\,K_{2,2}}{\alpha}\,(1-\xi^2) \quad \ldots\ldots \quad (XIV_1$$

Bei Spiegelsymmetrie nimmt für die von unten nach oben gerichtete Last nicht nur ξ, sondern auch $\frac{P}{2}$ das negative Vorzeichen an. Also ist:

$$N_{sps} = \frac{3}{8}\,\nu\,\mu^2\,l_1^2\,\frac{P}{2}\,(1-\xi^2)\left\{K_{2,2} + \frac{1}{3}\,K_{6,2}\,\xi) - (K_{2,2} - \frac{1}{3}\,K_{6,2}\,\xi)\right\}$$

$$N_{sps} = \frac{1}{8}\,P\,\nu\,\mu^2\,l_1^2\,K_{6,2}\,\xi\,(1-\xi^2)$$

und endlich:

$$\Delta M = \mp\frac{1}{8}\,P\,\frac{\nu\,\mu^2 l_1\,K_{6,2}}{\beta}\,\xi\,(1-\xi^2) \quad \ldots\ldots \quad (XIV_2$$

Für unsymmetrische Laststellung entsteht daher:

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= -\frac{3}{8}\,P\,\nu\,\mu^2\,l_1\,(1-\xi^2)\left\{\frac{K^2_{,2}}{\alpha} + \frac{K_{6,2}}{3\,\beta}\,\xi\right\} \\ M_2 &= -\frac{3}{8}\,P\,\nu\,\mu^2\,l_1\,(1-\xi^2)\left\{\frac{K_{2,2}}{\alpha} - \frac{K_{6,2}}{3\,\beta}\,\xi\right\} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (XV$$

Auch hier erscheint es angezeigt, mit der Auswertung der Gl. (XIV) zu beginnen und nachträglich erst die Summation zu vollführen.

Abschließend sollen noch die Stützenmomente für feststehende Gleichlast berechnet werden.

Beide Endfelder sind über die ganze Länge mit „p" belastet.

Mit $\frac{P}{2} = p\,db = p\,l_1\,d\xi$ in die erste Zeile der Gl. (XII) eingegangen entsteht für Lastsymmetrie:

$$M_p = -\frac{p\,l_1^2\,K_{6,1}}{\alpha}\int_0^1 (1-\xi^2)\,\xi\,d\xi = -\frac{p\,l_1^2\,K_{6,1}}{4\,\alpha} \quad \ldots \quad (XVI$$

und für Spiegelsymmetrie [zweite Zeile der Gl. (XII)] in ähnlicher Weise:

$$\Delta M_p = \mp\frac{p\,l_1^2\,K_{6,1}}{4\,\beta}.$$

Ist daher nur ein Feld belastet, so berechnet sich nach Zusammenziehung und Hälftung:

$$\left.\begin{aligned} {}_1M_p &= -\frac{p\,l_1^2\,K_{6,1}}{8}\left(\frac{1}{\alpha}+\frac{1}{\beta}\right) \\ {}_2M_p &= -\frac{p\,l_1^2\,K_{6,1}}{8}\left(\frac{1}{\alpha}-\frac{1}{\beta}\right) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (XVII$$

Bei totaler Mittelfeldbelastung stellt sich der Rechnungsgang folgendermaßen:

Vor allem ist zu setzen:

$$\frac{P}{2} = p\,db = p\,\frac{l_2}{2}\,d\xi = \frac{1}{2}\,p\,\mu\,l_1\,d\xi;$$

dies in Gl. (XIV_1) eingesetzt und integriert, entsteht:

$$M_p = -\frac{3}{8}\cdot\frac{p\,\nu\,\mu^3\,l_1^2\,K_{2,2}}{\alpha}\int_0^1 (1-\xi^2)\,d\xi,$$

$$M_p = -\frac{p\,l_1^2\,\nu\,\mu^3\,K^2_{,2}}{4\,\alpha} \quad \ldots\ldots \quad (XVIII$$

Mit Benutzung der vorstehenden Gleichungen berechnen sich die Stützenmomente für eine über den ganzen Träger gleiche Last „g" zu:

$$M_1^{(g)} = M_2^{(g)} = M^{(g)} = -\frac{g\,l_1^2}{4\,\alpha}(K_{6,1} + \nu\,\mu^3 K_{2,2}) = -\frac{g\,l_1^2}{4}\cdot\left(\frac{\gamma}{\alpha}\right) \quad \text{(XIX}$$

* * *

Zum Schlusse möge an einem Beispiel der Einfluß der Anordnung eines Trägeranlaufes bei Gleichlast unter den nachfolgenden Voraussetzungen untersucht und die gewonnenen Ergebnisse in Vergleich gesetzt werden einerseits zu jenen für feldweise abgestufte, mittlere Trägheitsmomente ($\nu = 0{,}2$, $n = 1$) bzw. anderseits zu den für durchwegs gleiches Trägheitsmoment ($\nu = n = 1$). Angenommen wird: $r_1 = r_2 = 1$, $n = 0{,}1$, $l_1 = 6{,}0$ m, $l_2 = 9{,}0$ m, $\mu = 1{,}5$ und $\nu = 0{,}2$.

Vorerst berechnet man:

$$K_{2,2} = 1 - \frac{3(1-n)}{(2r+1)(2r+3)} = 0{,}82,\quad K_{3,2} = 1 - \frac{(1-n)}{(2r+1)} = 0{,}7,$$

$$K_{4,1} = K_{4,2} = 1 - \frac{3(1-n)}{(2r+3)} = 0{,}46,\quad K_{6,1} = 1 - \frac{6(1-n)}{(r+2)(2r+3)} = 0{,}64.$$

Damit ergibt sich für:

veränderliches	feldweise abgestuftes	durchwegs gleiches
	Trägheitsmoment	
$\alpha = 2K_{4,1} + 3\nu\mu K_{3,2} = 1{,}55$	$\alpha_0 = 2 + 3\nu\mu = 2{,}9$	$\bar{\alpha}_0 = 2 + 3\mu = 6{,}5$
$\beta = 2K_{4,1} + \nu\mu K_{4,2} = 1{,}058$	$\beta_0 = 2 + \nu\mu = 2{,}3$	$\bar{\beta}_0 = 2 + \mu = 3{,}5$
$\gamma = K_{6,1} + \nu\mu^3 K_{2,2} = 1{,}1935$	$\gamma_0 = 1 + \nu\mu^3 = 1{,}675$	$\bar{\gamma}_0 = 1 + \mu^3 = 4{,}375$

Schließlich wurden in nebenstehender Tabelle die Werte für die Stützenmomente, wie sie sich für verschiedene Belastungen ergeben, übersichtlich zusammengestellt.

Aus dieser Übersicht entnimmt man, daß der Einfluß eines Trägeranlaufes ein ganz bedeutender ist, und daß hierdurch die Stützenmomente größer werden als für den Fall eines durchwegs gleichen J. Bei Endfeldbelastung (erste Spalte) ergibt sich sogar ein $\frac{0{,}413}{0{,}154} = 2{,}7$-faches Ansteigen. Lediglich bei Mittelfeldbelastung kehrt sich die Wirkung um; dieser scheinbare Widerspruch findet in den gleich kräftig durchgebildeten Endfeldern, welche für die Mittelfeldbelastung gleichsam die Rolle eines Anlaufes übernehmen, seine Erklärung.

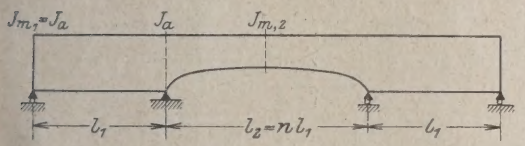


Abb. 9.

Geht man in dieser Überlegung weiter, verschwächt das Mittelfeld und führt es mit veränderlicher Balkenhöhe aus (Abb. 9), so muß sich das Stützenmoment bei Mittelfeldbelastung noch weiter steigern.

Trägheitsmoment	Stützenmomente bei gleichmäßiger Belastung: beider Endfelder	nur des ersten Feldes		des Mittelfeldes	des ganzen Trägers
	$M_p = -\frac{p\,l_1^2}{4}\left(\frac{K_{6,1}}{\alpha}\right)$	$_1M_p = -\frac{p\,l_1^2}{8}K_{6,1}\left(\frac{1}{\alpha}+\frac{1}{\beta}\right)$	$_2M_p = -\frac{p\,l_1^2}{8}K_{6,1}\left(\frac{1}{\alpha}-\frac{1}{\beta}\right)$	$M_p = -\frac{p\,l_1^2}{4}\cdot\frac{\nu\mu^3 K_{2,2}}{\alpha}$	$M_g = -\frac{g\,l_1^2}{4}\cdot\frac{(K_{6,1}+\nu\mu^3 K_{2,2})}{\alpha}$
	$-\frac{p\,l_1^2}{4}\cdot$	$-\frac{p\,l_1^2}{8}\cdot$		$-\frac{p\,l_1^2}{4}\cdot$	$-\frac{g\,l_1^2}{4}\cdot$
veränderlich . . .	0,413	1,0178	− 0,192	0,357	0,770
feldweise abgestuft	0,345	0,7800	− 0,090	0,233	0,577
durchwegs gleich	0,154	0,4400	− 0,132	0,519	0,673

Mit den Annahmen unseres Beispieles hat man:

$$n_1 = \frac{J_{m,1}}{J_a} = 1$$

(daher gehen für die Endfelder alle K-Werte in die Einheit über)

$$n_2 = \frac{J_{m,2}}{J_a} = 0{,}1,$$

ferner:
$$\nu = \frac{J_{m,1}}{J_{m,2}} = \frac{J_a}{J_{m,2}} = \frac{1}{n_2} = 10;$$

damit entsteht:

$$\alpha' = 2K_{4,1} + 3\nu\mu K_{3,2} = 2\cdot 1 + 3\cdot 10\cdot 1{,}5\cdot 0{,}7 = 33{,}5$$

und endlich das Moment über der Stütze bei Mittelfeldbelastung:

$$M_p = -\frac{p\,l_1}{4}\cdot\frac{\nu\,\mu^3 K_{2,2}}{\alpha'} = -\frac{p\,l_1^2}{4}\cdot 0{,}826.$$

Dasselbe hat sich daher im Vergleiche zu jenem für konstantes J im Verhältnis $\frac{0{,}826}{0{,}519} = 1{,}59$ vergrößert.

Wien, Januar 1920.

UMBAU DER UNTERFÜHRUNG DER KÖLNER STRASSE AM HAUPTBAHNHOF ELBERFELD.

Ausgeführt von der Firma B. Liebold & Co. A.-G., Holzminden.

Gelegentlich des viergleisigen Ausbaues der Strecke Vohwinkel—Barmen mußte die alte zweibogige Brücke über der Eisenbahn im Zuge der Kölner Straße in Elberfeld zwischen Elberfeld-Hauptbahnhof und Elberfeld-Steinbeck abgebrochen und durch ein Bauwerk mit einer Öffnung ersetzt werden.

Nur durch Beseitigung des starken Mittelpfeilers war es möglich, den für 2 Gleispaare nötigen Raum zu schaffen, weil eine Verbreiterung des tiefen, beiderseits durch Stützmauern eingefaßten Bahneinschnittes — wegen der unmittelbar anschließenden stark benutzten Straßen und der dichten Bebauung des angrenzenden Geländes — nicht in Frage kam. Während der Bauzeit durfte weder der sehr starke Eisenbahnverkehr — täglich etwa 300 Züge — noch der lebhafte Fußgänger-, Fuhrwerks- und Straßenbahnverkehr über die in starker Steigung und Kurve liegende Straße auf der Brücke unterbrochen werden.

Es waren deshalb ganz besondere Maßnahmen notwendig, um den Umbau ausführen zu können, zumal auch für Arbeits- und Lagerplätze der Raum äußerst beschränkt war.

Das alte Bauwerk bestand aus einem halbkreisförmigen Bogen von 8,10 m Lichtweite über der zweigleisigen Strecke Barmen—Vohwinkel und einem später angebauten eingleisigen

Tunnel von 4,50 m Weite für die Strecke von Elberfeld nach Cronenberg. Zwischen beiden Öffnungen stand ein 2,90 m starker Pfeiler. Die Brücke über den Hauptgleisen war 38 m breit, dagegen hatte der eingleisige Tunnel eine Länge von 59 m. Die Bauwerke waren aus Bruchsteinmauerwerk hergestellt.

Die neue Brücke wurde nach dem Entwurf der Eisenbahndirektion Elberfeld als Dreigelenkbogen in einer Breite von 49 m mit 15,50 m Lichtweite und 2,66 m Pfeilhöhe hergestellt. Die Gewölbestärke beträgt am Kämpfer und in ein Viertel der Stützweite 0,70 m, im Scheitel 0,60 m. (Abb. 1.) Die große Brückenbreite wird dadurch bedingt, daß das Gewölbe ebenso wie beim alten Bauwerk, senkrecht zur Bahnachse gespannt ist, während die Straße unter einem spitzen Winkel die Eisenbahn kreuzt. Von der Ausführung einer schiefen Brücke wurde Abstand genommen, weil die Spannweite des Gewölbes da-

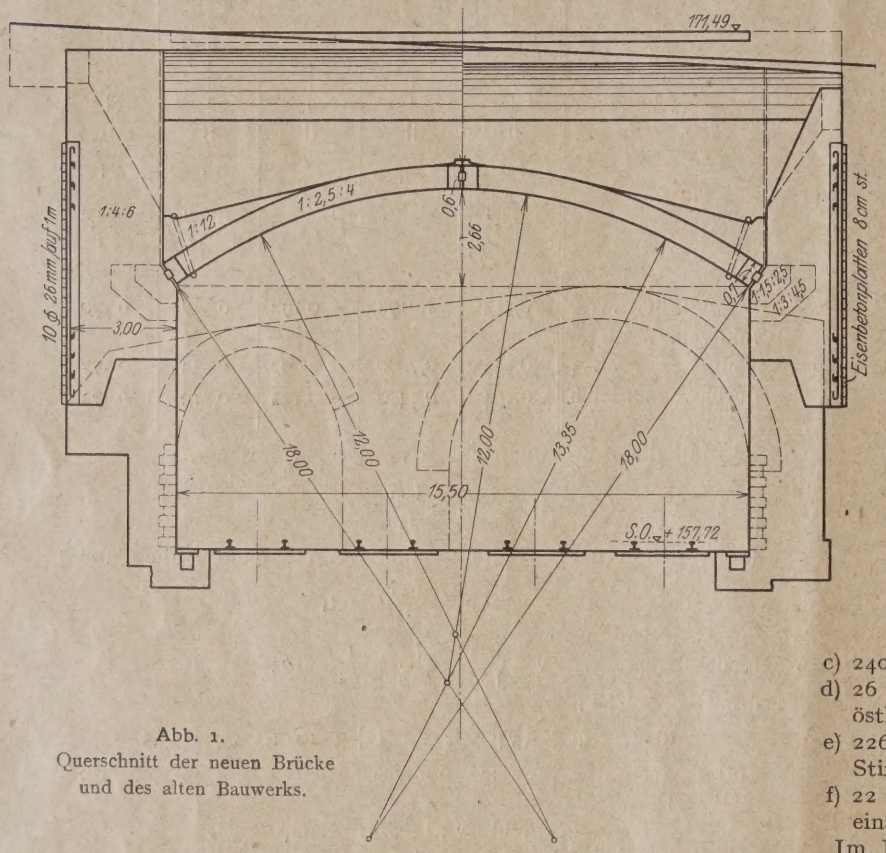


Abb. 1.
Querschnitt der neuen Brücke und des alten Bauwerks.

durch erheblich vergrößert worden wäre, und weil sich sonst der Bau mit Rücksicht auf die Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs zu schwierig gestaltet hätte. Das Gewölbe mußte, um den Verkehr auf der Kölner Straße aufrecht erhalten zu können, in 6 Bauabschnitten ausgeführt werden.

Die Gelenksteine wurden in Quadern von 0,6/04/1 m Abmessung für den Scheitel und 0,7/0,45/1 m für die Kämpfer auf dem Lagerplatz aus Beton in Mischung 1 : 1,5 : 2,5 gestampft. Das eigentliche Gelenk wird gebildet durch eine 20 mm starke und 17,5 bzw. 22,5 cm breite Walzbleieinlage.

Die Widerlagsmauern der neuen Brücke sind auf die Widerlager des alten Bauwerkes aufgesetzt und bis Oberkante Gelände hochgeführt, weil sie während der Ausführung der neuen Gewölbe zum Abstützen des anschließenden Erdreichs dienten. Nur ein 8 m langer Streifen am nordöstlichen Ende der Brücke, wo der zweigleisige Tunnel gegenüber dem eingleisigen zurücklag, ist als verlorenes Widerlager ausgebildet. Die Stärke der Widerlager beträgt unterhalb des Gewölbekämpfers 3 m auf der südlichen und 2,50 m auf der nördlichen Brückenseite. Oberhalb der Gewölbekämpfer verringert sich die Stärke um 0,42 m auf 2,58 m bzw. 2,08 m. In dieser Stärke sind die Mauern bis oben hin durchgeführt, soweit die Fahrstraße und hohe Gebäude an die Baugrube grenzen, und zwar auf 15 m Länge an der Südseite und auf 21 m Länge an der Nordseite. Im übrigen nimmt die Stärke der Mauer nach oben zu allmählich auf 0,60 m ab. Nach dem Erdreich zu sind die Widerlagsmauern mit 10 Rundeisen von 26 mm ⌀ auf 1 lfd. m armiert, um die Mauern möglichst biegungsfest zu machen, solange sie freistehen, und um eine möglichst gleichmäßige Übertragung der Gewölbelasten auf den Boden zu erzielen.

Die Entwässerung des Gewölbes erfolgt nach den Kämpfern zu über die hier angeordnete Aufbetonierung aus Magerbeton. Zum Abfluß des Wassers dienen 1,50 m lange und 0,10 m im Lichten weite eiserne Entwässerungsrohre mit Hauben. Die wasserdichte Abdeckung des Gewölbes besteht aus einer 2 cm starken Zementglattstrichschicht und 2 Lagen mit Asphalt getränkter Jute. Darüber ist zum Schutz eine 3 bzw. 5 cm starke Betonschicht mit Streckmetalleinlage angeordnet.

Die Trennungsfugen, die durch die Ausführung des Gewölbes in verschiedenen Bauabschnitten bedingt sind, sowie die Fugen über dem Kämpfer- und Scheitelgelenk wurden mit 0,55 m breiten Zinkblechstreifen abgedeckt. Die Mauerschrägen der Widerlags-, Flügel- und Stirnmauern wurden verputzt und zweimal mit heißem Goudron gestrichen.

Das ganze Bauwerk ist aus Beton hergestellt. Die Ansichtsflächen sind mit Werksteinen aus weißem Mainsandstein verblendet. Das Geländer besteht aus einer massiven Brüstung. Mit Rücksicht auf die Lage der Brücke mitten in der Stadt, in der Nähe des Hauptbahnhofes, wurde auf eine architektonisch befriedigende Ausbildung besonderer Wert gelegt.

Das zum Bau notwendige Betonmaterial — Rheinsand und Grauwackensplitt — ist bauseitig geliefert. Zum Brückenbau waren nötig:

a) 55 cbm Stampfbeton der Kämpfer- und Scheitelsteine in Mischung 1 Teil Zement zu 1,5 Teilen Sand und 2,50 Teilen Splitt;
b) 490 cbm Kiesbeton des Gewölbes im Mischungsverhältnis 1 Teil Zement zu 2,5 Teilen Sand und 4 Teilen Kies;
c) 240 cbm Füllbeton über dem Gewölbe in Mischung 1 : 12;
d) 26 cbm Stampfbeton der Fundamente des neuen nordöstlichen Widerlagsteils in Mischung 1 : 15;
e) 2260 cbm Stampfbeton der Widerlager, Flügel und Stirnmauern im Mischungsverhältnis 1 : 10;
f) 22 t Rundeisen (⌀ = 26 mm) für die Widerlagsmauern, einschl. der 10 mm starken Verteilungsstäbe.

Im Juli 1912 wurde mit dem Bau begonnen.

An der Baustelle war der Platz so beschränkt, daß irgendwelcher Raum für Arbeits- und Lagerplätze nicht vorhanden war. Die Bauverwaltung stellte deshalb die Laderampe des rd. 200 m von der Baustelle entfernt liegenden neuen Postbahnhofes als Arbeits- und Lagerplatz zur Verfügung.

Ein Transport der Materialien von diesem Platz zur Baustelle auf der Straße kam nicht in Frage, da die Anfuhrstraße zu schmal war und der schon durch den Bau eingeengte Straßenverkehr auf der Brücke nicht noch mehr behindert werden sollte. Im Bahneinschnitt war eine Benutzung des Raumes zwischen den Gleisen des starken Zugverkehrs wegen ausgeschlossen. Es blieb also nur der Bau eines Transportgerüstes längs der Stützmauer an der südlichen Böschung und eine Überbrückung der Gleise an den beiden Brückenstirnen übrig. (Abb. 2.) Da nach den Vorschriften der Bauverwaltung der Bau beider Brückenstirnen zu gleicher Zeit in Angriff genommen werden sollte, mußte zur Verbindung der beiden Transportbrückenteile ein 2 m hoher und 2 m breiter Stollen über dem alten Pfeilermauerwerk unter der Kölner Straße durchgetrieben werden. Die Anordnung dieses Stollens bestimmte gleichzeitig auch die Höhenlage des Transportgerüstes. Auf dem

Lagerplatz stand am Ende des Gerüstes ein Aufzug, mit dem die Kippwagen auf das Gerüst gehoben wurden. Sämtliches Material konnte somit, ohne den Verkehr auf der Straße und der Bahn zu behindern, an- und abtransportiert werden. Das

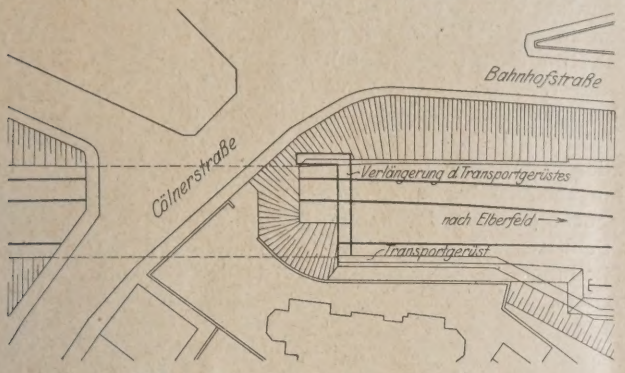


Abb. 2. Transportgerüst — Lageplan.

Abbruchmaterial wurde gleich durch Rutschen an der Längsseite des Transportgerüstes auf Bahnwagen, die auf das Ausziehgleis gestellt wurden, verladen.

stand, außerdem Menschengedränge von 200 kg/qm zugrunde gelegt.

Nach Fertigstellung des Transportgerüstes konnte am 8. August 1912 der eigentliche Brückenbau beginnen.

Bedingt durch die Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs, sollte der Bau nach den Vorschriften der Eisenbahndirektion in 5 Abschnitten erfolgen, und zwar sollten A und E gleichzeitig — davon E in zwei Teilen —, dann D, C und zuletzt B in Angriff genommen werden. (Abb. 4.)

Unabhängig von dieser Einteilung wurden zunächst die Widerlagsmauern an der Südseite und etwas später diejenigen der Nordseite ausgeführt. Da diese Mauern, wie schon oben erwähnt wurde, gleichzeitig zur Abstützung des angrenzenden Erdreichs während des Baues dienten, mußte die Ausführung mit der größten Sorgfalt erfolgen, um auch die kleinste Bewegung des Bodens zu vermeiden, die Schäden in den unmittelbar an der Baugrube gelegenen hohen Gebäuden hervorgerufen hätten.

Es wurden daher einzelne Blocks von etwa 2,75 m Länge, die nicht miteinander in Berührung standen, mit kanalmäßigem Ausbau der Wandungen bis auf das alte Mauerwerk herab ausgeschachtet. Die Absteifung der Seitenwände erfolgte mit 5 cm starken Bohlen, Brusthölzern von 8/16 cm Querschnitt

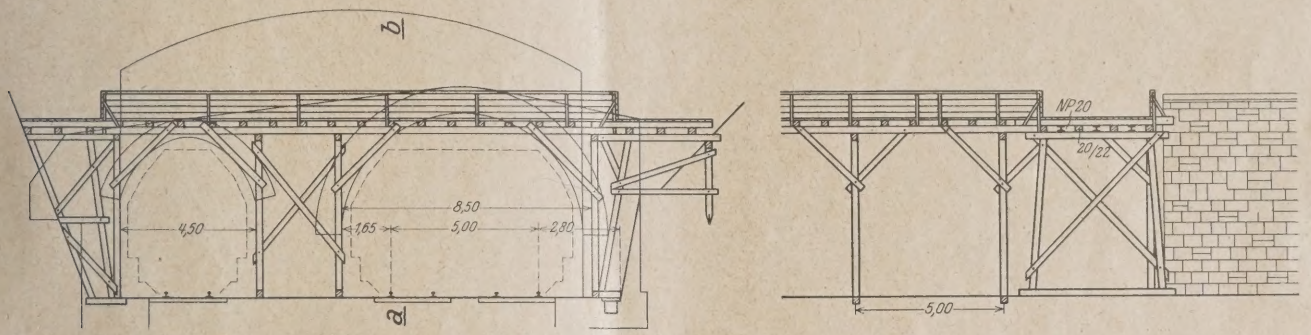


Abb. 3. Transportgerüst und Arbeitsbrücke über den Gleisen.

Der Hauptteil des Transportgerüstes, das eine Nutzbreite von 2,80 m besitzt, ist in einfacher Weise mit 5 m Jochabstand aus Holz konstruiert. Je nach der Lage der Gleise im Einschnitt waren die Joche teils freistehend, teils halb auf die Bahnböschung aufgesetzt und zum Teil — kurz vor der Brücke — eng an die hohe Stützmauer angelehnt. Vor den beiden Brückenstirnen mußte die zwegleisige Eisenbahnstrecke mit einer freien Weite von 8,50 m durch das Transportgerüst überbrückt werden. (Abb. 3.) An der Ostseite wurden zur Überdeckung dieser Öffnung 4 Kanthölzer 20/22 cm und 3 I-Träger A. P. 20 angeordnet, an der Westseite 4 Streckbalken aus je 2 festmiteinander verbolzten Kanthölzern von 18 bis 20 cm Querschnitt. Auf der Transportbrücke wurde ein Patentgleis von 600 mm Spurweite verlegt; die Materialien wurden mit $^3/_4$-cbm-Muldenkippern, die von Hand bewegt wurden, vom Lagerplatz zur Baustelle befördert.

Der Berechnung des Transportgerüstes wurde ein beladener Muldenkipper von 2000 kg Gesamtgewicht und 0,60 m Achs-

und Steifen von 12—15 cm Durchmesser. An der Außenseite gelangten 8 cm starke Eisenbetonbohlen zur Verwendung, die beim Hochführen der neuen Widerlager mit einbetoniert wur-

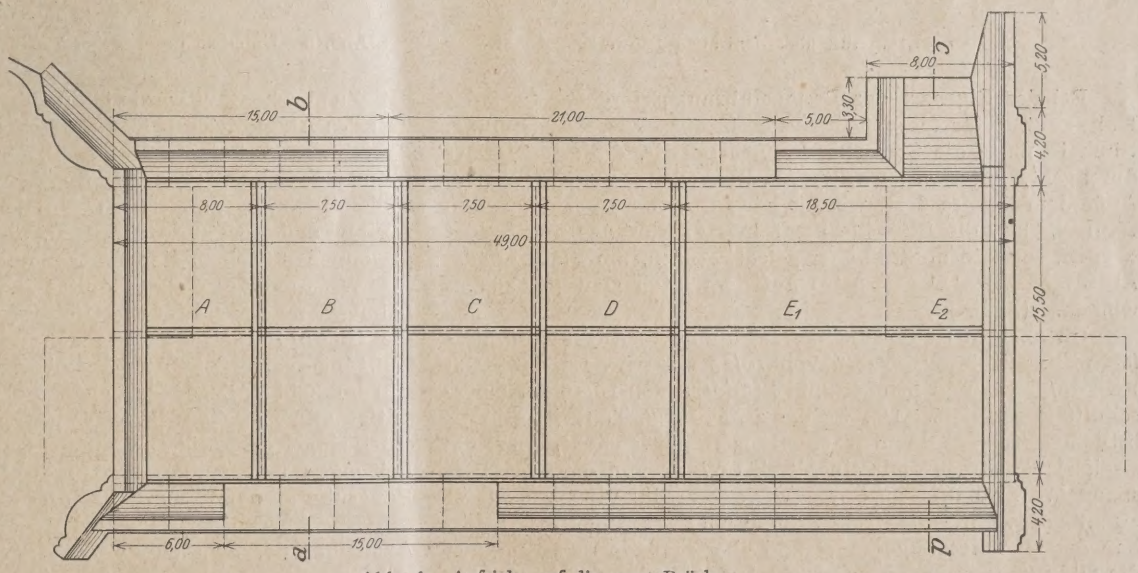


Abb. 4. Aufsicht auf die neue Brücke.

den. Diese Eisenbetonplatten wurden hier an Stelle der Holzbohlen gewählt, um auch später Bewegungen des Erdreichs auszuschließen, die beim Verfaulen von sitzengebliebenen Holzbohlen immerhin auftreten können.

Nach Abtreppung des alten Mauerwerks wurde die Widerlagsmauer bis zur vorgeschriebenen Höhe gestampft. Dabei

mußte das Betonmaterial durch einen besonderen Aufzug an der Brückenstirn vom Transportgerüst auf Straßenhöhe gehoben und von dort mit Schubkarren zur Verwendungsstelle befördert werden.

War eine Reihe einzelner Blöcke erhärtet, so konnte mit der Ausschachtung der benachbarten begonnen werden. Gleichzeitig wurde auch der Transportstollen über dem alten Gewölbe bergmännisch vorgetrieben. Anfang Dezember 1912 war der Stollen fertig, so daß mit den Arbeiten an der westlichen Stirnseite begonnen werden konnte.

Inzwischen war im Abschnitt E 1 auf der Ostseite, wo das alte Bauwerk über der zweigleisigen Strecke ein Stück zurückspringt, das verlorene Widerlager für den 8 m breiten Gewölbestreifen betoniert, so daß hier der neue Brückenbogen noch bis zum Ende Dezember 1912 fertiggestellt werden konnte.

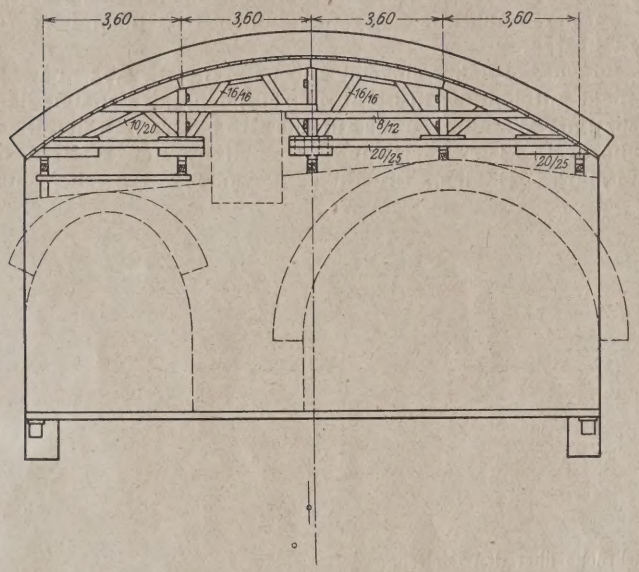


Abb. 5. Lehrgerüst über dem alten Bauwerk.

Bei der Eigenart der Bauausführung erforderte auch das Lehrgerüst für die neue Brücke eine besondere Ausbildung. Einmal mußte die Schwelle des Lehrbogens, die sonst immer durchgeht, hier wegen des Arbeitsstollens geteilt werden. Außerdem konnte dort, wo das neue Gewölbe über dem alten Bauwerk lag, die Schwelle nicht in Kämpferhöhe angeordnet werden, sondern mußte höher gelegt werden, um Platz für die Abstützung des Lehrgerüstes auf dem alten Gewölbe zu gewinnen. (Abb. 5.)

Im übrigen ist das Lehrgerüst als Streben- und Ständerfachwerk mit Kranzhölzern von 10/22 cm bzw. im untersten Feld 20/30 cm und Streben und Ständern von 16/16 cm Querschnitt konstruiert. Da, wo der zweigleisige Tunnel im nordöstlichen Teil gegen den eingleisigen zurücksteht, war die zweigleisige Strecke mit einer freien Weite von 9 m zu überspannen. (Abb. 6.) Ein Sprengwerk — verdübelte Spannriegel 2-mal 20/25 cm und Streben 20/20 cm — ist hier als Unterbau des Gerüstes angeordnet und überträgt die Belastung auf die alten Seitenmauern. Der Binderabstand betrug 1 m.

Bei der Berechnung des Lehrgerüstes ist, um die Stoßwirkung beim Stampfen des Betons zu berücksichtigen, die 1,5-fache Betonstärke und außerdem 400 kg/qm Menschengedränge zugrunde gelegt.

Um nun den Abschnitt A in Angriff nehmen zu können, mußte die Überschüttung über dem alten Bauwerk (Abschnitt B) abgefangen werden. Zu diesem Zweck wurde zwischen A und B bis auf das alte Gewölbe ein 1,50 m breiter Schlitz über die ganze Brückenbreite kanalmäßig herabgetrieben. Dann wurde der nach B zu liegende Baugrubenausbau durch starke Balken (2-mal 20/20 cm), die im Abstand von 1,15 m angeordnet waren, abgefangen. (Abb. 7.) Diese Balken wurden unten 20 cm tief in das alte Mauerwerk eingelassen und oben durch Rundeisen ($\varnothing$ = 30 cm) in dem stehenbleibenden Erdkern verankert. Zum Einlegen der Anker und Eintreiben der Haltepfähle mußte nachts die Straßenkrone aufgerissen und sofort wieder befestigt werden. Nach diesen Vorbereitungen konnte mit der Beseitigung des über dem Abschnitt A liegenden Hinterfüllungsbodens begonnen werden. Mit fortschreitender Ausschachtung wurde der nach Abschnitt A zu liegende Ausbau des Schlitzes wieder frei. Nach Beendigung des Aushubes und Aufstellung des Lehrgerüstes wurde der Gewölbeabschnitt A betoniert.

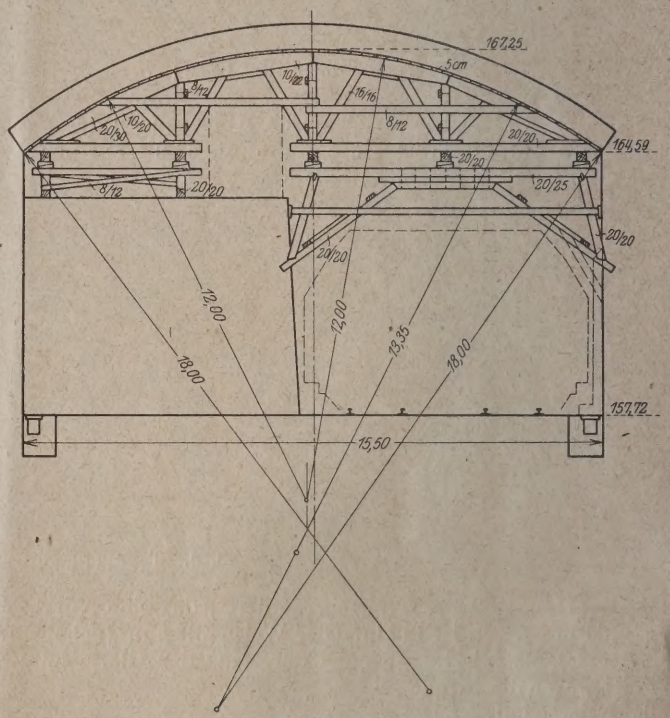


Abb. 6. Unterbau des Lehrgerüstes über der 2-gleisigen Strecke.

Zu gleicher Zeit war in ähnlicher Weise wie bei A der zweite Teil des Abschnittes B ausgeschachtet und Mitte Januar 1913 gewölbt. Dabei wurde der Boden, der später wieder zur Hinterfüllung des neuen Bauwerkes nötig war, auf dem fertigen Gewölbeabschnitt E_1 abgelagert. Um den zur Verfügung stehenden Raum möglichst gut auszunutzen, wurde aus den beim Abbruch gewonnenen Steinen eine Trockenmauer nach E_2 zu aufgeführt.

Während der Bauabschnitte A und E blieb der Straßenbahnverkehr unverändert. Um dieses zu ermöglichen, mußten die Gleise teilweise unterfangen werden. Der Wagen- und Fußgängerverkehr wurde über die Abschnitte B, C, D geleitet. Ein im Feld A liegender Schacht der Kanalisation wurde beseitigt und zwischen die beiden Kanalstränge ein Übergangsstück eingelegt. Alle übrigen den Bauabschnitt A berührenden Leitungen und Kabel wurden an Drahtseilen, die über die Baugrube gespannt wurden, aufgehängt.

Da während der folgenden Bauabschnitte der Verkehr mit Ausnahme der Straßenbahn wieder über Abschnitt A geleitet werden sollte, mußte, um später eine nochmalige Unterbrechung der Arbeit und Behinderung des Baues zu vermeiden, nach Fertigstellung des Gewölbeabschnittes A zwischen den Teilen A und B auf dem Gewölbe eine Stützmauer aus den beim Abbruch gewonnenen Steinen ausgeführt werden. Diese Mauer blieb später nach Hinterfüllung der ganzen Brücke stehen.

Nachdem am 4. Juli 1913 der Abschnitt A dem Verkehr übergeben war, wurde zwischen D und C wieder ein Schlitz bis

auf das alte Gewölbe herabgetrieben und der über Abschnitt C liegende Boden in der oben beschriebenen Weise abgefangen.

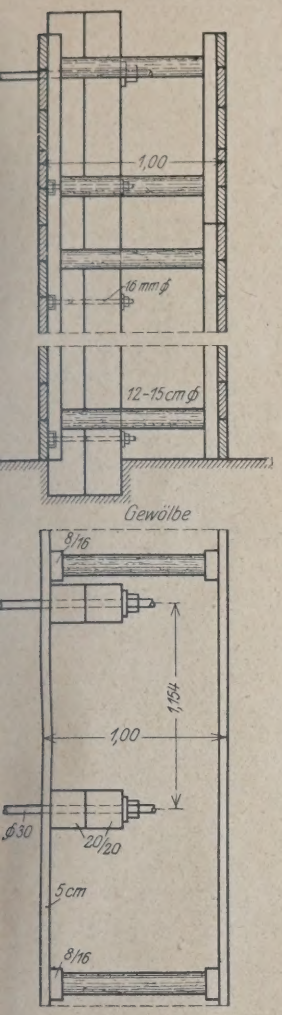


Abb. 7. Baugruben-Ausbau zwischen den Gewölbe-Abschnitten.

Wegen der kurzen Ankerlängen, die jetzt nur noch verblieben, wurden die Balken, die den Vorbau stützten, oben noch gegen den fertigen Gewölbeteil E_2 zur Erhöhung der Sicherheit abgesteift. Der Boden des Abschnitts D wurde ausgehoben und auf dem fertigen Gewölbestück E_2 abgelagert und das Gewölbe betoniert. Während dieser Arbeiten wurde das östliche Straßenbahngleis außer Betrieb gesetzt. Der Straßenbahnverkehr fand also nur noch eingleisig statt. Das im Betrieb gebliebene Gleis mußte unterfangen werden. Die Hausentwässerungsleitungen wurden über Feld E geleitet und der Straßen- und Fußgängerverkehr über A, B, C geführt.

In ähnlicher Weise wurde bis Anfang August 1913 Abschnitt C gebaut. Der Straßenbahnverkehr blieb eingleisig, der übrige Straßenverkehr wurde über A und B geleitet.

Während der Arbeiten im Abschnitt B mußte, um den Straßenbahnverkehr über B aufrecht zu erhalten, das Gleis durch eine Sprengwerkskonstruktion unterbaut werden, die sich einerseits auf die im Abschnitt A erbaute Stirnmauer, anderseits auf das Gewölbe des Abschnitts C stützte. Der übrige Straßenverkehr wurde über die Felder A, C, D geleitet.

Nach der Betonierung des Gewölbeteils B war am 2. September 1913 der ganze Bogen des neuen Bauwerks fertig. Die während des Baues abgefangenen Rohrleitungen und Kabel wurden, um ein Senken derselben beim eventl. Setzen der Hinterfüllung zu vermeiden, ebenso wie die aus Eisenbetonplatten hergestellten Fußwege des Abschnitts A auf kleine bis auf das Gewölbe herabgeführte Betonpfeiler abgelagert.

Am 3. November 1913 konnte die Brücke, nachdem Fußweg und Fahrbahn ordnungsgemäß befestigt waren, in voller Breite dem Verkehr übergeben werden.

Nach Vollendung des letzten Gewölbeabschnittes begann im September 1913 der Abbruch des alten Brückenmauerwerks, das bislang stehen geblieben war und zur Abstützung des Lehrgerüstes für das neue Bauwerk gedient hatte.

Der Abbruch des eingleisigen Tunnels konnte bei dem geringeren Verkehr in Zugpausen von Eisenbahnwaggons aus erfolgen. Hierzu war auf einem 8 m langen X-Wagen ein Gerüst aufgebaut mit verstellbarer Haube, die der Form des Tunnels angepaßt war. Dieser Wagen wurde in den Zugpausen unter die Abbruchsstelle gefahren und das gewonnene Material auf Arbeitswagen abgeladen, die vor und hinter dem Gerüstwagen standen.

Dagegen mußte der Abbruch des zweigleisigen Tunnels des regen Zugverkehrs wegen auf einem umstellbaren Gerüst erfolgen, das das Bahnprofil vollständig freiließ. Dies Gerüst bestand aus einer 2 m breiten Arbeitsbühne, die durch drei die beiden Gleise frei überspannende I-Träger N. P. 20 getragen wurde, und aus einem ebenso breiten Schutzgerüst — 2,5 cm starke Schalbretter auf Schablonen — unter dem abzubrechenden Gewölbe. (Abb. 8.) Die Träger unter der Arbeitsbühne wurden mittels einer Holzkonstruktion an beiden Auflagern auf die Widerlagsmauern des alten Bauwerks so abgestützt, daß das Lichtraumprofil der zweigleisigen Strecke vollständig frei blieb und daß ein Verschieben des ganzen Gerüstes leicht möglich war. Das Schutzgerüst wurde mit der Arbeitsbühne durch Balken von 20/20 cm Querschnitt fest verbunden. Da die Steine beim Abbruch des Gewölbes dem Mauerverband entsprechend herausgenommen wurden, hatte das Schutzdach außer Eigengewicht fast keine Last zu tragen. Aus Sicherheitsrücksichten wurde aber trotzdem, um ein Kippen des Gerüstes durch das ausgekragte Schutzdach zu verhindern, während der Abbruchsarbeiten ein Teil des gewonnenen Steinmaterials auf der Arbeitsbühne als Gegengewicht abgelagert. Nach jedesmaligem Abbruch eines 2 m breiten Gewölbestreifens wurden die Stützkeile der Arbeitsbühne gelöst und das ganze Gerüst auf Gleitschienen 2 m vorgeschoben. Das Gerüst wurde wieder festgekeilt und eine neue Zone von 2 m abgebrochen.

Die stehenbleibenden Gewölbezwickel wurden später von einem Hängegerüst aus abgebrochen und die Sichtflächen des alten Widerlagsmauerwerks mit Zementmörtel geputzt.

Der Zwischenpfeiler mußte in Zugpausen — täglich 2-mal etwa $^3/_4$ Stunden — abgebrochen werden. Auf Bahnwagen, die auf der eingleisigen Strecke zugestellt wurden, erfolgte der Abtransport des Materials.

Nach einer Bauzeit von 16½ Monaten — 18 Monate waren von der Eisenbahndirektion vorgesehen — konnte Ende 1913 das Bauwerk einschl. einer 80 m langen an die Brücke anschließenden Stützmauer der Behörde übergeben werden. Trotz der sehr schwierigen Verhältnisse war keine Verkehrsstockung und keine Gefährdung des Eisenbahn- oder Straßenbahnbetriebes eingetreten. Ebenso sind dank der getroffenen Vorsichtsmaßregeln Unfälle bei dem Bau gänzlich vermieden, obwohl die Arbeit bei voller Aufrechterhaltung des äußerst regen Straßen- und Eisenbahnverkehrs und mittelbar an und über den Betriebsgleisen ausgeführt werden mußte. An den angrenzenden Gebäuden sind keine Schäden des Baues infolge aufgetreten.

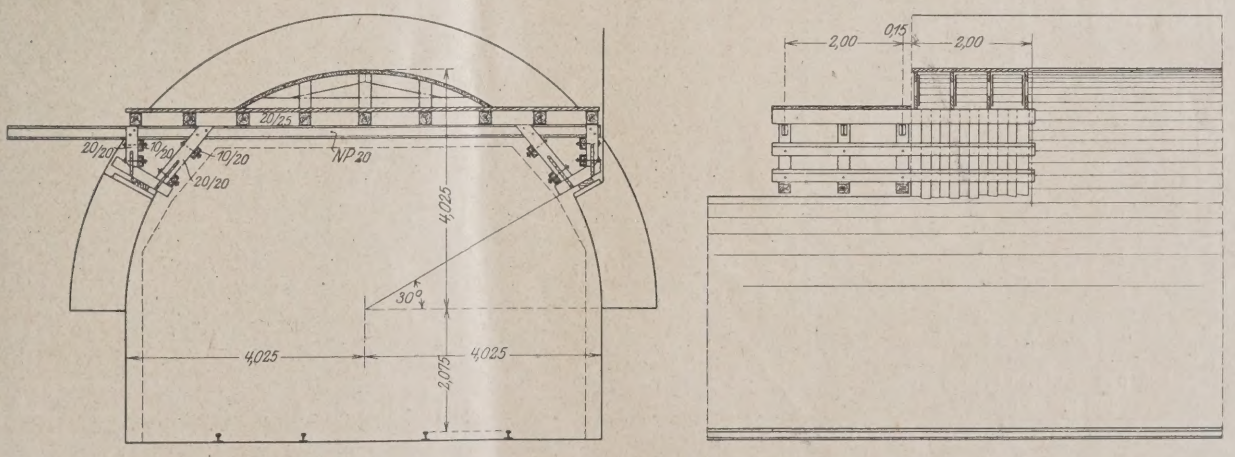


Abb. 8. Verschiebbares Abbruchsgerüst für das alte Bauwerk.

Unter 11 Bewerbern war seinerzeit auf ein Angebot von 120 000 M. (ausschl. Stützmauer) nach öffentlicher Ausschreibung der Firma B. Liebold & Co. A.-G., Holzminden, der Zuschlag auf die Bauausführung erteilt.

BEMERKENSWERTE MONTAGE SCHWERER DACHBINDER VON 72 m SPANNWEITE.

Die Errichtung eines neuen Gebäudes, das ein altes ganz oder teilweise um- und überbaut, es gewissermaßen wie eine Glocke umschließt, ist eine Aufgabe, die in letzter Zeit gar nicht so selten an den Bauingenieur herangetreten ist, und sie hat, da Not bekanntlich erfinderisch macht, je nach Lage des Falles eine Reihe verschiedener Lösungen gefunden. Durch die Schwierigkeit der Bauaufgabe, die Neuheit ihrer Lösung und die sehr großen in Betracht kommenden Gebäudeabmessungen gleichermaßen bemerkenswert erscheint der Bau einer großen Walzwerkshalle für die Crucible Steel Co. in Harrison, New Jersey, der über drei kleineren Hallen errichtet werden mußte, in welchen durch die Bauarbeiten der Betrieb von Öfen, Walzenstraßen usw. nicht gestört werden durfte und innerhalb derselben auch nicht das kleinste Fleckchen Grundrißraum für die Errichtung von Säulen oder anderen Gerüstteilen verfügbar gemacht werden konnte*). Das bedeutete, wie die Abb. 1 u. 2 erkennen lassen, die Überbauung von 119 × 72 m Grundrißraum ohne jede Säule innerhalb dieses Raumes, und das bedeutete weiter die Errichtung von Dachbindern von fast 72 m Spannweite ohne Gerüst, während andererseits das Gewicht dieser Dachbinder, deren jeder etwa 100 t wog, es unmöglich erscheinen ließ, sie von den übrigens auch nicht genügend frei liegenden Längsseiten des Gebäudes her — vgl. Abb. 3 — mit Hilfe von Kranen in ihre Lage zu schwenken.

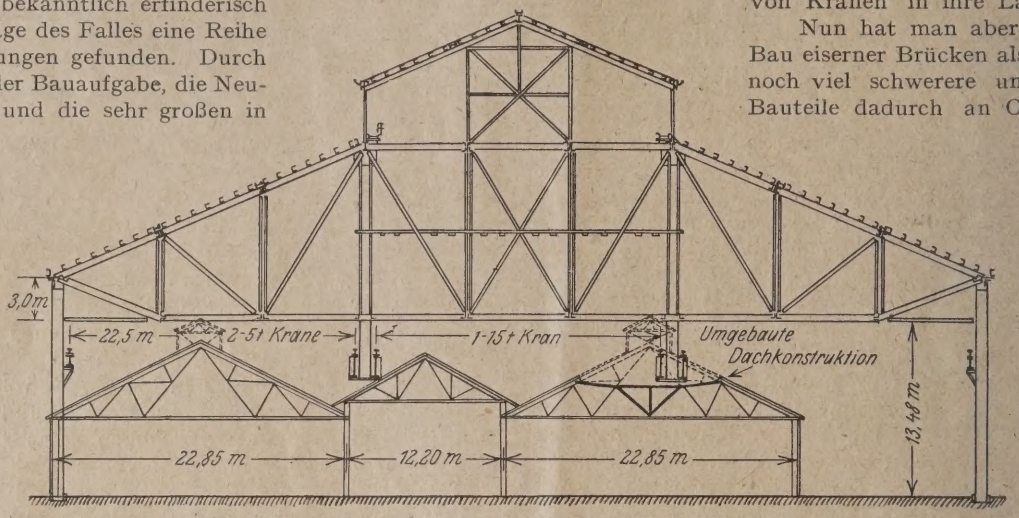


Abb. 1. Querschnitt der alten Hallen und der neuen.

Nun hat man aber des öfteren beim Bau eiserner Brücken als Ersatz für ältere noch viel schwerere und umfangreichere Bauteile dadurch an Ort und Stelle gebracht, daß man sie auf Rollen an ihren Platz schob. Zu diesem Verfahren griff man auch hier, mit dem Erfolge, daß man verhältnismäßig einfach und obendrein rasch und unter geringen Kostenaufwande der auf den ersten Blick nur schwer überwindlich scheinenden Schwierigkeiten Herr wurde. Die Dachbinder wurden an der einen Stirnseite des Gebäudes mit Hilfe von zwei Derricks zusammengebaut und aufgerichtet, auf kleine Wagen gesetzt, für welche die entsprechend verstärkten Kranfahrbahnen an den Längsseiten des neuen Gebäudes die Gleise abgaben, und dann in Gruppen zu vier Bindern in der Längsrichtung des Gebäudes soweit verfahren, bis sie mit den zu ihnen gehörigen Hauptsäulen verbunden werden konnten.

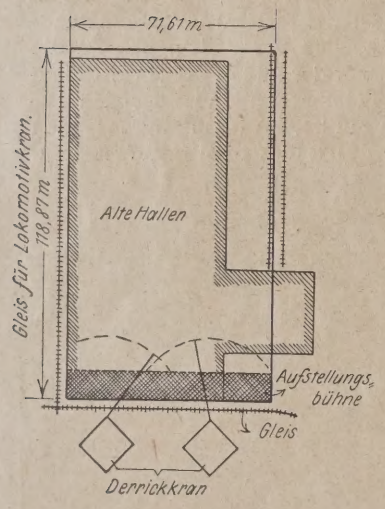


Abb. 2.
Lageplan der alten Hallen und der neuen.

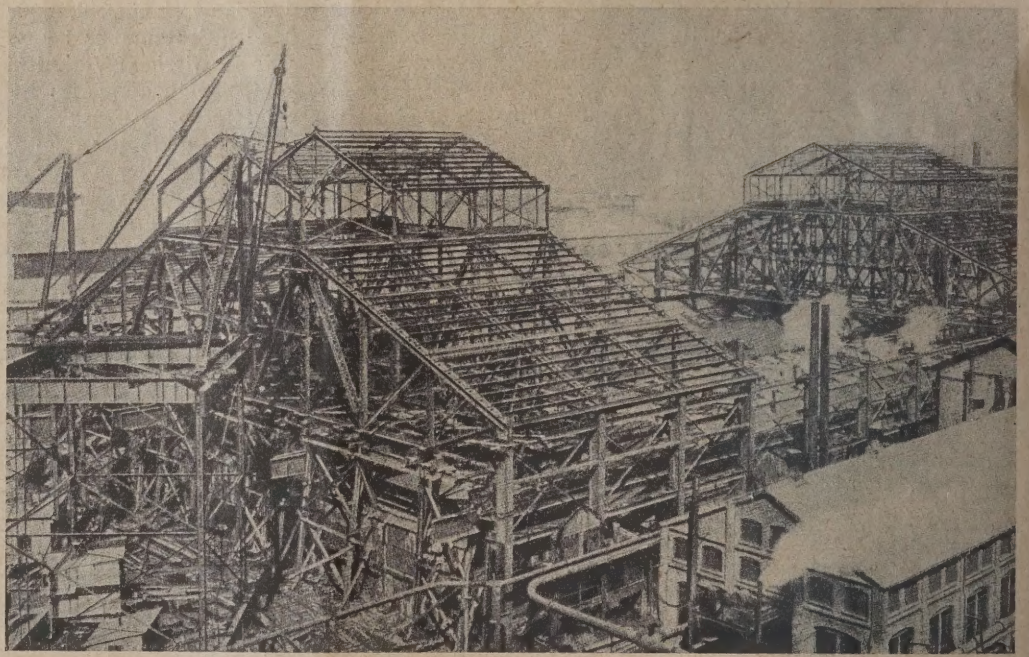


Abb. 3. Zweite Gruppe von 4 Dachbindern fertig zum Verfahren.

Wie wenig dabei, trotz der tief an den Dachbindern hängenden mittleren Kranbahnen, die Dächer der drei vor-

*) Engeneering News Record, 1919, Bd. 82, Nr. 19, S. 898.

handenen Hallen verändert zu werden brauchten, läßt die Abbildung 1 deutlich erkennen. Der Dachreiter der einen Halle wurde abgebrochen, bei einer anderen mußte auch die Dachspitze beseitigt und durch ein flaches Dach ersetzt werden, was eine Veränderung der Dachbinder erforderlich machte. Auf der kaum 9 m breiten Aufstellungsbühne — vgl. Abb. 2 — konnten gerade zwei Binder mit allen Stützen, Pfetten, Kranbahnträgern usw. errichtet werden, da der Binderabstand mit 9,1 m bemessen war. Je zwei fertige Binder wurden dann mit Hilfe von auf kleinen, vierrädrigen Wagen ruhenden hydraulischen Hebeböcken gehoben, und die Wagen wurden auf dem verstärkten Kranbahngleis um etwa 9 m verschoben, so daß die Aufstellungsbühne für die Errichtung zweier weiterer Binder frei wurde. Nachdem auch diese fertiggestellt, gehoben und mit den beiden vorherigen Bindern verbunden waren, wurde der ganze Satz von vier Bindern, also ungefähr ein Drittel der ganzen Dachtkonstruktion, an seinen Platz gefahren, eine Arbeit, die nicht mehr als 15 Minuten in Anspruch nahm, obwohl doch bei der ersten Gruppe von 4 Bindern ein Weg von 90 m zurückzurlegen war.

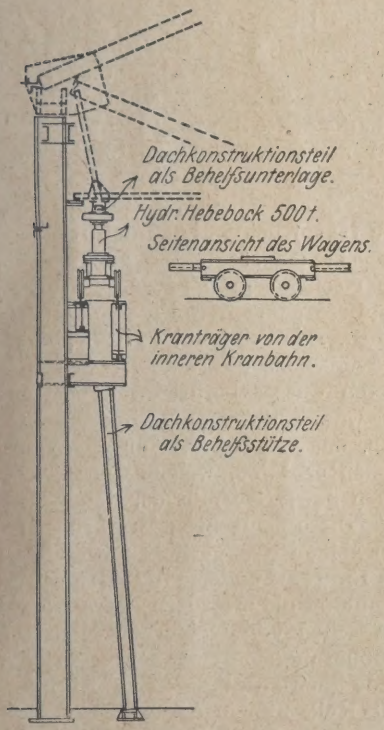


Abb. 4.
Verstärkung der Kranbahn und Wagen für das Verfahren der Dachbinder.

Eine solche zum Verfahren fertige Bindergruppe zeigt Abb. 3, während die Abbildungen 4 und 5 die Anordnung der Fahrbahn, der Wagen und Hebeböcke zeigen und auch erkennen lassen, daß an Ort und Stelle die Binder nur wenig zu senken und dann mit den Säulen zu verbinden waren. Zur Sicherung der Fahrt wurden die vier Wagen jeder Seite durch Holzspreizen und Drahtseile mit Spannschlössern fest verbunden, so daß die Wirkung des nur an einem Wagen angreifenden Zugseiles sich gleichmäßig auf alle erstrecken mußte. Diese Zugseile wurden flaschenzugartig über Rollen geführt und liefen über eine große feste Rolle an der der Abfahrtsseite der Dachbinder gegenüberliegenden Stirnseite des Gebäudes zurück zu den Winden der Derrick-Krane, welche durch langsames Aufwinden der Seile die Bewegung der insgesamt 800 t wiegenden Last — 4 Binder zu je 100 t und 400 t an Kranbahnen, Längsträgern, Pfetten, Streben usw. — durchführten. Besondere Einrichtungen zur Herbeiführung gleichmäßig starken Zuges oder gleich rascher Bewegung auf beiden Seiten waren nicht erforderlich. Die feste Verbindung der fahrenden vier Binder, — es handelte sich nicht um eine vorübergehende, sondern um die bleibende Verbindung durch Längsträger, Pfetten und Kranbahnträger, die später gar nicht hätten aufgebracht werden können — die vierrädrigen, untereinander gut verbundenen Wagen und die kräftige, dem zu bewegenden Gewicht angepaßte Fahrbahn gestalteten den ganzen Transport völlig sicher und gefahrlos, zumal der Lastschwerpunkt ziemlich tief lag.

Zur Verstärkung der von den Gebäudesäulen getragenen Kranbahn und zu ihrer zweigleisigen Ausbildung für die Binderverschiebung wurden, wie Abbildungen 4 u. 5 zeigen, Teile der Dachbinder und der inneren an den Bindern hängenden Kranbahnen verwendet. Sobald die ersten vier Binder mit den Säulen verbunden waren, wurden diese Hilfsteile der Fahrbahn wieder entfernt und zur Aufstellungbühne

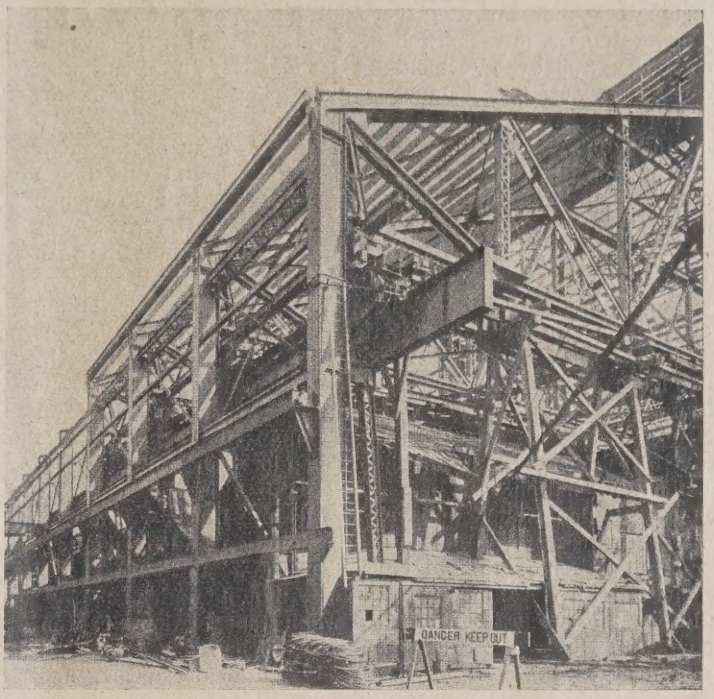


Abb. 5. Erste Gruppe von 4 Dachbindern fertig zum Verfahren.

zurückgebracht, um dort ihren endgültigen Platz an den folgenden Bindern zu erhalten. Auch die Gerüste für die hochstehenden Derricks wurden zum Teil aus Bauteilen errichtet, die man erst in einem späteren Bauabschnitt benötigte. Beim ganzen Bau wurde daher nur sehr wenig Gerüstmaterial verbraucht, einmal der Not gehorchend, weil die örtlichen Verhältnisse nur sehr wenig Gerüstbau zuließen, dann aber weiter noch aus Ersparnisgründen, ein Verfahren, dem man bei uns beim Bauentwurf wohl noch mehr Aufmerksamkeit schenken könnte, als man schon zu tun beginnt.

Nach Fertigstellung der neuen Walzwerkshalle erfolgte der Abbruch der drei alten Hallen mit Hilfe der den gesamten Grundrißraum bestreichenden neuen Laufkrane, und auch dabei blieb der Betrieb des alten Walzwerks ungestört, bis ein weiterer Betriebsausbau Verlegungen und Beseitigungen einzelner Teile der alten Einrichtung erforderte.

O. Bechstein.

ZUR GESCHICHTE DES LEHMBAUES IM MITTELALTER UND IN DER NEUEREN ZEIT. [1])

Von Dr. Otto Neustätter, Direktor der geschichtlichen Abteilung des Deutschen Hygiene-Museums, Dresden.

A. Mittelalter.

Für den germanischen Hausbau ist nach Heyne das ursprünglich fast alleinige Material das Holz; für größere Bauten der Baumstamm, zunächst aufrecht in die Erde gerammt, die Fugen durch eiserne Klammern verankert oder durch Lehm oder Moos ausgefüllt. Späterhin sind im Blockverband geschichtete oder im Riegelverband hergestellte, ebenso wie Fachwerkhäuser mit Schwellen, Ständern und Streben anzunehmen, wobei die Verkleidung der Gefache durch Reiswerk oder Bretter erfolgte. Daneben aber geht — besonders für die geringere Wohnung und Wirtschaftsbauten — die Benützung von Ästen und Zweigen einher, die zu einem mehr oder minder dichten Flechtwerk verarbeitet und mit Lehm beworfen wurden. Auch das Verstampfen von Lehm zwischen zwei Reihen von Flechtwerk ist bekannt. Jedenfalls war der Holzbau noch bis ins 11. Jahrhundert hinein die eigentliche deutsche Bauweise. Aus dieser Zeit besitzen wir aber auch bereits Nachweise von der Herstellung von Lehmwänden ohne Zusätze, nur von Ziegeln aus Lehmmasse mit gehacktem Stroh, deren Bereitung eine Abbildung im Asburnham-Pentateuch veranschaulicht (die übrigens Heyne als Backsteine bezeichnet, obgleich er sie als Luftziegel beschreibt, s. oben zu Vitruv). Steinbau bleibt noch lange den Gotteshäusern und sonstigen besonders ansehnlichen Gebäuden vorbehalten. Bei besseren Profanbauten wird er dann zumeist für den Keller und einen Teil der Häuser verwandt, um wenigstens einen sicheren Raum zu haben und nicht alles, Leib und Leben, Hab und Gut, den feuergefährlichen Holzgemächern anvertrauen zu müssen. Allmählich dringt er — mehr im Süden als im Norden — wenigstens in den Städten durch. Im Norden, wo der Ständerbau sich mehr hielt, wird dabei der gebrannte Ziegel in Gegenden, die der natürlichen Steine entbehren, als Ersatz des Lehms zu Fachwerkbauten, wie auch als Material für reine Steinwände seit dem 12. Jahrhundert üblich, vielfach eingeführt durch niederländische Kolonisten. Ende des 13. und Anfang des 14. Jahrhunderts verbreiten sich die Ziegelbrennereien durch ganz Deutschland. Neben den von den Behörden wegen der Abwendung der Feuersbrünste besonders geförderten Dachziegeln wird auch der Mauer- und Verblendstein gebrannt, und so finden wir auch im Süden zunehmend die Ziegel statt der gebrochenen Steine. Die Nürnberger Polizeiordnung des 13. Jahrhunderts enthält schon Vorschriften für das Ziegelstreichen.

Neben dem Bau aus gebrannten Ziegeln aber ist der Lehmbau in Dorf und Stadt sehr verbreitet. Wie geschätzt er als Baumaterial ist, beweist, daß das Graben des Lehmes zum Bauen gesetzlich geregelt wird. Dorfgemeinden besitzen gemeinsame Lehmgruben als Eigentum. Es gibt dafür ein eigenes Gewerbe, das der „lementierer" auch „lêmklicker" oder „leimkleiber" genannt. Die Anwendung erfolgt teils im Fachwerkbau, wobei der Lehm entweder von einer oder von beiden Seiten auf die hölzernen Wände aufgestrichen wird oder die Stakhölzer werden mit Strohlehm umwickelt oder aber es wird mit Lehm, der mit Stroh untermengt ist, allein gebaut. Diese reine Lehmbauweise, damals wohl Kleiberarbeit, später Wellerarbeit genannt, findet sich nicht nur für Hof-, Garten- und Scheuermauern und bei inneren Hauswänden, sondern in einzelnen Landstrichen auch bei ganzen Häusern, also einschließlich der Außenmauern. Schon damals galten freilich diese Häuser als ärmlich und schlecht. So heißt es in der Zimmerschen Chronik (4. 370. 36): „nu war aber das haus (im Dorfe Schweighausen im Elsaß) allain gestickt und geklaipt, wie dann am Reinstrom der gebrauch, also das schier an allen wenden der luft einher trang."

Neben dieser „Klaiberarbeit" ist aber auch der Lehmziegelbau (später Lehmpatzenbau, da es sich um große Ziegel handelte), der ja nach der erwähnten Abbildung aus dem Pentateuch als sicher bis ins 8. oder 7. Jahrhundert zurückreichend anzusehen ist, in der Mitte des 16. Jahrhunderts noch weiter in Schwung und nicht, wie die späterhin zu erwähnenden Bausachverständigen aus dem Ende des 18. und Anfang des 19. Jahrhunderts annehmen, erst eine neuere Erfindung. In Sebiz, Feldbau (1580) heißt es nämlich: „man braucht an etlichen orten ungebachen steyn, die alleyn am wetter gehärtet sind". Freilich scheint man in der Technik noch keine besonderen Fortschritte gemacht oder sogar vielleicht frühere vergessen zu haben. Denn es heißt weiter: „und wo die ungebachene steyn unversehens am wetter, oder an feuchter statt ligen, da sie vom wasser berürt werden, so wäschet und schwemmet sie das wasser hinweg, als wir dann an vil orten in Teutschland sehen, das etlich bawrenhäuser von gefierten (viereckigen) erdschollen erbawen, welche sie außerhalb allzeit mit kot und leymen bewerffen müssen, damit sie in die läng beharren mögen." Diese schlechten Erfahrungen beruhen wohl darauf, daß man keinen Kalkverputz anwandte. Allerdings wird noch Ende des 18. Jahrhunderts dieser Bewurf als nicht wesentlich, sondern nur da als erforderlich erachtet, „wo man den Wänden das Ansehen von steinernen Mauern geben will, ohne welche Verschönerung sie aber auch bestehen können". Im allgemeinen wurde auch zu dieser Zeit noch nur die Innenseite der Wände mit Kalk überzogen.

Aber auch in den Städten gehört der Lehmbau zu den Gepflogenheiten und wird in den Städteordnungen nicht nur gestattet, sondern gegenüber dem Holzbau, einschließlich Fachwerkbau, der geringeren Feuersgefahr wegen, sogar begünstigt. So sagt die Nürnberger Polizeiordnung: „Wer bauen will, der soll mit Ziegeln oder mit Lehm bauen". In einem Weistum von der Untermosel wird sogar einem Bürger unentgeltliche Lieferung von Lehm aus herrschaftlicher Lehmgrube zugestanden. Die Hinterseite des 1410 erbauten Schreiberamtes zu Hildesheim ist, obwohl schon 1381 ein Bürger prämiert wurde, daß er sein Haus mit Ziegeln sich maure, in Lehmbau ausgeführt. Im allgemeinen waren diese Häuser jedenfalls unansehnlich. Selbst in später großen und zu Ansehen gelangten Städten bilden sie aber den Hauptbestandteil.

Wenn also auch seit dem 15. Jahrhundert der Steinbau im Süden, der Backsteinbau im Norden voll entfaltet ist, so ist die Lehmbauweise, und zwar im wesentlichen als Fachwerk und als Wellerarbeit, aber auch als Lehmziegelbau, offenbar in Gebrauch geblieben. Wahrscheinlich ist dann unter der Verelendung im 30-jährigen Krieg wieder der Fachwerk- und der einfache Holzbau in ausgedehnterem Maße zur Anwendung gelangt, während die Backsteinbauweise in Verfall geriet. Denn nur so ist die ständige Sorge am Ende des 17. und im ganzen 18. Jahrhundert zu erklären, mit der man die Feuergefährlichkeit der Städte und Dörfer betrachtete und zu vermindern suchte.

[1]) Vergl.: Zur Geschichte des Lehmbaues im Altertum von Dr. Neustätter, Heft 11. Sofern nichts bemerkt ist, stammen die Abbildungen aus der Bildersammlung der geschichtlichen Abteilung des Deutschen Hygiene-Museums, Dresden.

B. Neuere Zeit.

Gerade dem Bedürfnis, die Feuersgefahr zu vermindern, entstammen nun seit Ende des 18. Jahrhunderts die ernstesten Bestrebungen, die reine Lehmbauweise ohne Fachwerk zu vervollkommnen. In ihr sah man die beste Art, die Feuersgefahr abzuwenden. Es scheint sogar diese Eigenschaft der Lehmhäuser damals noch auf starke Zweifel gestoßen zu sein, denn wir finden ausführliche Berichte über glänzende Erfahrungen, so von L. L. Ziegler, im Hannoverschen Magazin 1777, der zu Golitz bei Leipzig, bei Beobachtung dieser Art Gebäude mit vieler Verwunderung einige wie bleiche Ziegel rot gebrannte Wände bemerkte, die schon zweimal Feuersbrunst ausgehalten hatten und nun die dauerhaftesten und gesündesten Wohnungen lieferten. Und im Wittenbergischen Wochenblatt von 1790 wird von einem ganz aus Wellerwänden errichteten Gebäude von Wohnhaus und Ställen in dem Dorfe Oesterwitz berichtet, „das ungefähr 1730 erbaut, 1737 bei einem Dorfbrand allein verschont geblieben und sich noch in gutem Zustande befand und noch einmal so lange stehen könne, ohne daß es eine größere Reparatur nötig haben werde! Das sei ein großer Vorteil gegenüber Bruchsteinmauern, die nach dem Brande, wenn sie auch nur einige Kalkadern enthalten hätten, dennoch niedergerissen werden müßten."

Es darf gleich noch bemerkt werden in Anknüpfung an die hier wiedergegebene 60-jährige Dauer eines solchen Lehmhauses, daß aus jener Zeit auch — und zwar aus Chursachsen — auf solche hingewiesen wird, die 200 und mehr Jahre keinerlei Merkmale ihres Verfalles zeigten, obgleich in deren Wänden des Alters wegen sich bereits das Stroh verzehrt habe.

Dazu kamen aber noch andere Gründe der Empfehlung, die uns gerade im gegenwärtigen Augenblick so recht als eigentlicher Kernpunkt der ganzen Frage interessieren: die Kosten- und die Holzersparnis. Letztere spielte damals die gleiche Rolle wie heute die von Steinkohle. Holz wurde immer knapper und „es wurde zu verschiedenen Malen in Preußen verordnet, daß in Zukunft nicht mehr bloß von Holz gemachte sogenannte gegehrsassete Gebäude aufgeführt, sondern vielmehr solche Bauarten introduciret werden sollten, wodurch das Holz auf alle nur mögliche Weise menagiert werde".

Eine Reihe von Schriften und Büchern befaßten sich mit dem Lehmbau vom Gesichtspunkte der Frage aus, wie man mit möglichster Schonung des Holzes Gebäude wohlfeil, dauerhaft und feuersicher bauen könne. Ihm wurde also als ein wesentlicher weiterer Vorteil nicht nur nachgesagt, sondern auch genau nachgerechnet, daß er bedeutend billiger zu stehen komme. Der Einzelne, namentlich der Landmann, könne zu einer ihm bequemen Zeit nach und nach Lehm und Steine anfahren, das Stroh selber erzielen und die meiste beim Aufsetzen vorfallende Arbeit durch eigene Hände verrichten. Ist der Verfall der Wände da, so könne ein neuer Bau mit der Hälfte der Kosten errichtet werden wie ein Fachwerkbau, weil das Hauptmaterial, Lehm und Stein jedesmal bei dem Umsturz bleiben. Die Berechnung aber ergebe, daß der Lehmbau ungefähr so wohlfeil sei wie ein Fachwerkbau, diesem gegenüber aber eine mindestens zweimal so lange Lebensdauer besitze und viel weniger Unterhaltungskosten mache, billiger wieder herzustellen und dabei feuersicher und gesünder zum Wohnen sei. Diese Berechnungen sind aus dem Ende des 18. Jahrhunderts. Etwa in dem 1. Viertel des 19. Jahrhunderts stellte sich sogar der Fachwerkbau bedeutend teurer als der Lehmpatzenbau. (Sachs z. B. hat bei seinem Ökonomiegebäude [s. u.] 2152 Taler Ersparnis gegenüber Fachwerkvoranschlag erzielt, wofür ihm eine besondere Gratifikation bewilligt wurde [1826]).

Die Befürwortungen dieser Bauweise stammen aus der Zeit von 1785 bis etwa ins 1. Viertel des 19. Jahrhunderts, wo allmählich durch die Verbesserung der Ziegelöfen und die Verwendung von Kohlen an Stelle des sehr teuren und spärlich gewordenen Holzes ein Aufschwung der Backsteinproduktion erfolgte, der die Zurückdrängung des Luftziegels zur Folge hatte.

Die Technik des reinen Lehmbaues (ohne Fachwerk) unterschied im 18. Jahrhundert 3 Arten, nämlich:

1. Die Wellerarbeit, und zwar aus freier Hand und zwischen aufgesetzten Brettern;
2. die Lehmziegelarbeit (Lehmpatzen genannt bei großem, Lehm- oder Luftziegel bei kleinerem Format);
3. die Lehmstampfarbeit (Erdstampf- oder Pisébau).

Die ursprünglich meist angewandte Methode scheint die der Wellerarbeit gewesen zu sein. Die Herstellung eines „Lehmhauses, oder wie man es mit größerem Recht nennt, unverbrennlichen Lehmhauses, bestehend aus einem Rumpf von Lehm und einem hohen, altgothischen Dach, welches gleichfalls mit Lehm überzogen wird und gemeiniglich noch ein Strohdach über dem Lehmdach hat, das bei einem Brand mit Feuerhaken mit mehr oder weniger Mühe heruntergerissen werden kann", wird folgendermaßen beschrieben: Nicht zu sandiger und nicht zu fetter Lehm wird eine Zeit lang vorher aus den Gruben gestochen, um auszuwittern. Dann wird er mit einer breiten Hacke durchgearbeitet, von Steinen gereinigt, mit Wasser begossen und fleißig mit den Füßen durchgetreten. Alsdann wird Roggen- oder anderes weiches Stroh

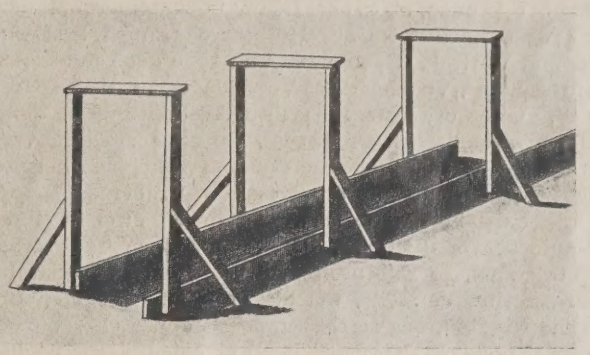


Abb. 8. Brettergerüst zur Herstellung von Wellerwänden. 18. Jahrh.[2])

(auch Heu) von 18 Zoll Länge hineingetreten, auf 14 Kubikfuß Lehm 20 bis 24 Pfund Stroh. Aus dieser Masse werden von dem Lehmentierer Zöpfe oder Kauten mit der dreizackigen Gabel gemacht von $^3/_4$ bis 1 Elle Länge und $^1/_4$ Elle dick am breiten Ende. Diese werden dann auf einem Fundament von Stein — welches noch etwa einen Fuß über dem Boden in die Höhe geführt und an dem zum Ablaufen des Wassers die Erde außen etwas abschüssig gehalten wird — bundweise aufgeschichtet und die Schichten, wenn sie etwa 1 Elle Höhe erreicht haben, mit Schlägeln oder Platschen von innen und außen festgeschlagen. Es wird jeweils die Mauer um den ganzen Umfang herum und im Innern die Zwischenmauern in gleicher Höhe aufgerichtet und dann wieder an der ersten Stelle mit der zweiten Schicht angefangen, vorausgesetzt, daß die erste schon trocken ist.

Von besonderem Interesse ist die folgende Verbesserung der Technik, die in manchen Gegenden, z. B. im Halberstädtischen, üblich war. Es wird von unten bis zur vollen Höhe der Wände nach und nach geschalt, um die Wände zwischen der Schalung aufzuführen. Einige Wandsetzer bedienen sich für alle Wände eines Gerüstes, das aus senkrecht eingerammten Latten in Entfernungen von 4 zu 4 Ellen besteht, die oben verholmt sind und an einem großen Brett befestigt, wo der Lehm dazwischen eingeschlagen wird. Abb. 8. Andere bedienen sichauch nur mittels oben verholmter, seitlich verstrebter Stiele zusammengeklebter Kästen von Brettern, die, wenn die Wand etwa 1 Elle hochgeführt ist, wieder auseiander genommen und höher angebracht werden können. Wir werden beim Stampfbau hierauf zurückkommen.

[2]) Die Abbildungen schließen in der Numerierung an die des Artikels in Heft 11 an.

In der Leipziger Gegend hingegen — so wird weiter berichtet — wissen die Lehmentierer ihre Arbeit aus freier Hand ohne irgendeine Beihilfe zu setzen und zu vollenden.[3])

Öfters kommen 9 Ellen hohe Wände vor, welche 2 Stockwerke ausmachen und es werden keine weiteren Hilfsmittel dazu angewandt. Auswärts werden die Lehmwände niemals lotrecht gesetzt, auch nicht bei Verschalung, sondern bekommen auf 1 Elle Höhe 1 bis $1^1/_2$ Zoll Einziehung. Die gut ausgebauten Lehmhäuser haben ihr Gebälk auf mehreren Latten ruhend, welche 1 Fuß tief in den Erdwänden liegen, sodaß sie zugleich eine Verankerung der Wände in die Länge und Breite ausmachen.

Von solchen Lehmhäusern wird gerühmt, „daß, ob sie gleich nur dem Ansehen nach schlechte Gebäude, sie doch von ungemeinem Nutzen sind. Ihren wahren Wert kennen diejenigen Einwohner der Dörfer am besten, die bei entstehenden Feuersbrünsten von ihrem Gehöft weiter nichts als das Lehmhaus, jedoch mit ihren Habseligkeiten und einem guten Teil Nahrungsmittel übrig behalten haben. In Ansehung der Bequemlichkeit sind sie im Winter warm und im Sommer kühl, da man in Gebäuden von Stein frieren und Feuchtigkeit empfinden muß, in Gebäuden von Fachwerk und Lehmwänden aber nur warm werden kann. Läßt man sie abweißen, so kann man kaum erkennen, ob es eine Lehm- oder steinerne Mauer ist." Noch 1785 empfiehlt sie der Hofbaurat Hanger in Berlin zu Wohn- und Wirtschaftsgebäuden und 1786 der Baurat Schlönbach in seinem „Versuch eines Vorschlages zur Holz sparenden Bauart". Gilly erwähnt 1794 ihre Ausbreitung in den verschiedenen preußischen Provinzen, wo ein jeder sich von der Dauerhaftigkeit, Feuersicherheit und Trockenheit der Lehmwände in Rücksicht auf die Gesundheit überzeugen könne. Die Dauerhaftigkeit werde erwiesen durch zwei Zeichnungen des Bauinspektors Colberg, deren eine einen 1754 erbauten 168 Fuß langen, 40 Fuß breiten, 9 Fuß hohen Schafstall beim Vorwerk Seelow darstellt, welcher ohne allen äußeren Bewurf und ohne Überbau des Daches unbeschädigt stehe, die andere einen zweistöckigen Kornspeicher auf einem Bauerngehöft in Groß-Rohde, dessen Erbauung die ältesten Einwohner des Dorfes sich nicht erinnern könnten, von $26 \times 16 \times 13$ Fuß, der unter gleichen Umständen ebenfalls noch existiere. Noch 1791 in der 2. Auflage seiner „Einleitung zur Landbaukunst" gab der brandenburgische Landbaumeister Keferstein den Wellerwänden den Vorzug vor den ausgetrockneten Lehmziegeln, da jene nicht so schwer trockneten und der Bau mit Ziegeln umständlicher und teurer sei, was aber von Gilly gründlich widerlegt wurde.

Auch im Dresdener Gebiet war nach einem Generale vom 2. August 1763 der Wellerwandbau empfohlen worden. Die Aufführung neuer Gebäude mit hölzernen Schwarten sollte nicht mehr gestattet sein, vielmehr das untere Stockwerk der Wohngebäude, ingleichen die Scheunen und Ställe von Steinen aufgeführt oder doch mit Ziegeln ausgesetzt oder allenfalls geklebt sein, oder auch nach Gelegenheit des Orts, sogenannte Wellerwände von Lehm gefertigt werden. Am 8. August 1786 wird das Gleiche nochmals betont und insbesondere sollte an denjenigen Orten, wo das Material an Lehm zu erlangen sei und hingegen Steine zum Bauen anders nicht als mit vielen Kosten zu haben sind, die Bauart von Wellerwänden allgemeiner eingeführt werden. Daß Lehmbauten noch länger bestanden haben, geht aus den späteren Bauordnungen des 19. Jahrhunderts hervor, z. B. wird noch 1877 der Lehmwellerwände Erwähnung getan, die allerdings nur bis zu 1 m Höhe vorkommen durften (Mitteilungen aus dem Dresdner Stadtarchiv, die ich Herrn Dr. Müller verdanke).

Auch die so einfach herzustellenden Häuser aus Wellerwänden waren offenbar in verschiedenen Gegenden unbekannt geblieben oder wieder in Vergessenheit geraten. Wenigstens ließ zu Ende des siebenjährigen Krieges der Minister von Schlaberndorf Leute aus dem Magdeburgischen nach Schlesien kommen, um Häuser in verschiedenen Königlichen Ämtern von Wellerarbeit aufzuführen. So hatte z. B. auch an einem Schulhaus in dem Königlichen Amte Rothschloß v. Goldfuß Gelegenheit, diese Mauern zu beobachten und auf den so gemachten Erfahrungen aufbauend, seine Verbesserungsvorschläge zu machen.

Die Wellerwände wiesen nämlich nur bei tadelloser Ausführung die geschilderten Vorzüge, bei nicht sorgfältiger Technik dagegen große Unzulänglichkeiten auf. „Das genannte Schulhaus enthielt so viel Feuchtigkeit infolge der Dicke der Mauern, daß in kurzer Zeit die Bewohner desselben von den durch die verschlossene Feuchtigkeit entstandenen Dämpfen erkrankten und in etlichen Jahren fiel das ganze Haus zusammen. Deshalb fand die Bauart dort keine Nachfolger": also Erscheinungen, wie wir sie auch heute wieder erleben. Die Wellerwände brauchten eben sehr lange zum Austrocknen infolge ihrer Dicke (3 Fuß auf 10 Fuß Höhe) und des vielen beim Kneten angewandten Wassers. Das Dach konnte, da sie beim Trocknen sich stark setzten, oft sogar schief und unförmlich wurden, erst nach einem Jahr aufgesetzt werden; Ratten und Mäuse und anderes Ungeziefer fanden in den sehr leicht sich bildenden Rissen einen bequemen Eingang. Man sann daher wiederholt auf Verbesserungen und Goldfuß begann damit, durch Einsetzen von Holzrollen, die quer jeweils über die fertiggestellte Lehmschicht gelegt und nach dem Austrocknen der darüber gesetzten Schicht wieder herausgezogen wurden, eine Art von Durchlüftungstrocknung einzuführen. Er ging aber alsbald zu der dann auch andererseits sehr stark begünstigten Lehmpatzenbauweise als einer wesentlichen Verbesserung über.

Der Bau mit Lehmpatzen, d. h. „ungebrannten Ziegeln, die aus Lehm und Sand und vermengtem Stroh verfertigt, an der Luft getrocknet und wie andere Ziegel eingemauert werden und feuersicher sind", wurde Ende der achtziger Jahre des 18. Jahrhunderts in einer Reihe von Veröffentlichungen als eine bedeutsame Verbesserung der Lehmwellerwände eifrig empfohlen. Nach Krünitz hat niemand unter allen Schriftstellern und zugleich praktischen Landwirten soviel reelle Beweise von der Nützlichkeit des Baues mit Lehmpatzen gegegeben, als Karl Sylvius von Goldfuß, der sein Buch: „Feuersicherer und dauerhafter Hausbau von wohlfeilen Lehmpatzen" 1794 in Dresden herausgab, der aber schon 20 Jahre vorher (1774) bei verschiedenen kleineren Bauten, dann bei einem großen Magazin von ca. 80×32 Fuß und 1779 bei einem Wohnhaus für den herrschaftlichen Ziergärtner und noch einen Bedienten von $56 \times 28 \times 9$ Fuß den Patzenbau angewandt hatte. Allerdings ist dieser noch nicht reiner Lehmziegelbau gewesen, da v. Goldfuß an den Ecken und innerhalb der Mauerflächen in gewissen Zwischenweiten sowie zu Tür- und Fensterstürzen gebrannte Ziegel verwandte, ein Verfahren, gegen das sich sowohl Gilly wie Böthke als nicht nur überflüssig, sondern sogar bedenklich wandten.

Gegenüber dieser Hervorhebung des Verdienstes von Goldfuß ist darauf hinzuweisen, daß schon 30 Jahre vor seiner Veröffentlichung Friedrich der Große die Lehmpatzenbauweise in Schlesien aufs eindringlichste zur allgemeinen Verbreitung unter der Landbevölkerung befohlen und verschiedene praktische Maßnahmen zu ihrer Förderung getroffen hatte und daß noch früher in Teilen Preußens die Lehmpatzenarbeit schon eingeführt war. In einem vom 14. Juni 1764 datierten, an die sämtlichen Landräte des Breslauischen und Glogauischen Kammerdepartements gerichteten Schreiben wird erneut das Bauen in Holz untersagt und dann heißt es weiter: „Da nun im Leobschützer und auch im Neustädtischen Kreis mit sogenannten Lehmpatzen gebaut wird, welche Bauart nicht nur feuersicher ist, sondern auch zur Holzmenage gereicht (oder wie es in der Glogauer Verordnung heißt: weil diese Bauart feuersicher, viel wärmer und dauerhafter und auch dazu das

[3]) Neuere Nachforschungen haben mir gezeigt, daß auch in der Gegend von Frauenhain bei Elsterwerda diese Freihand-Methode ausgeübt wurde. Es stehen in Seifertsmühl noch so hergestellte Häuser und die Erbauer leben zum Teil noch.

Material überall zu finden ist): so wollen wir, daß diese Bauart gemeinnütziger gemacht werden soll. Und damit die Untertanen solches allerorten recht ordentlich machen lernen, so habt Ihr die Verfügung zu treffen, daß aus dem Euch anvertrauten Kreis einige Untertanen nach Leobschütz gehen und von ihnen zugewiesenen Leuten den rechten Unterricht erhalten sollen oder daß Leute zugeschickt werden, welche von dieser Arbeit den Kreisinsassen den nötigen Unterricht geben."

Es war indes nicht nur Goldfuß, sondern auch andere Autoren, die von einer neu einzuführenden Baumethode sprechen, sodaß aufzuklären bleibt, warum „dem Befehl in einer Sache, die auf allgemeinen Nutzen abzielt, die genaueste Folge zu leisten", praktisch nicht größerer Erfolg beschieden war.

Noch vor v. Goldfuß' Publikationen haben der Inspektor Werishofen zu Nauheim — in Beantwortung einer vom Fürsten von Hohenlohe-Langenburg gestellten Anfrage — nach Erfahrungen an einem Schwalheimer Lehmhaus 1784, dann 1787 und 1790 der besonders um die Einführung der Lehmbauweise verdiente Geheime Oberbaurat Gilly in Berlin, weiterhin 1792 v. Dalberg, dann 1794 Feuer-Bauinspektor Jachtmann, 1795 Landbaumeister Boethke, sich für die Lehmpatzenbauweise eingesetzt.

Was Lehmpatzen sind, ist oben schon angeführt. Das wesentliche Unterscheidungsmerkmal gegenüber den Lehmziegeln, auch ägyptische Ziegel, Strohziegel, Lehmbacksteine, Lehmluftsteine, Lehmsteine, Luftsteine genannt, ist ihre etwa doppelte Größe. 18 Zoll × 6 Zoll × 6 Zoll, 12 Zoll × 6 Zoll × 6 Zoll, 15 Zoll × 7,5 Zoll × 7 Zoll, 11 Zoll × $5^1/_2$ Zoll × 6 Zoll waren die meistempfohlenen Maße. Die 18-zölligen dienten dazu, um quer gelegt gleich die ganze Breite der Mauer zu bilden, und die Größe wurde vor allem deshalb gewählt, weil man davon sich eine größere Festigkeit versprach und außerdem weniger Zeitaufwand für die Herstellung und das Verbauen der Ziegel angenommen wurde. Zur Herstellung wurde als gut aber nicht notwendig erachtet, den Lehm schon im Herbst zu graben und den Winter über auswittern zu lassen. Fetter Ton mußte mit Sand gemischt werden. Als Merkmal der Tauglichkeit wurde angesehen, wenn der gemischte Lehm gut vom Geschirr abging oder abfiel. Untermischung mit kleinen Kieseln und Kalkstückchen galten nicht als schädlich. Immerhin wurde empfohlen, den im Herbst ausgegrabenen Lehm mit frischem Pferdemist zu vermengen. Im Frühjahr wurde dann mit einer Harke möglichst viel des nicht verbrannten Mistes von der Lehmmauer weggenommen, nach Erweichen mit Wasser in einer Grube wurde er mit Roggenstroh von 3 bis 6 Zoll Länge gemischt, auch mit Flachs- und Hanfschäben, schlechtem oder verdorbenem Heu, langem, trockenem Gras und dergleichen, und entweder durch Arbeiter mit Füßen oder durch Pferde oder Ochsen eingetreten und durchgeknetet. Die Patzenmacher bedienten sich eigener, mit Eisen beschlagener Formen, die $^1/_2$ Zoll länger und $^1/_4$ Zoll breiter und höher waren, als der fertige Patzen. Auf ebenem, mit Sand bestreutem Platz niedergelegt, wurden sie oberflächlich getrocknet und auf die hohe Kante gestellt und dann noch zum weiteren Trocknen geschichtet. Wenn kein Schuppen zur Verfügung stand, sondern im Freien getrocknet werden mußte, so wurden die Lehmpatzen durch darüber gebreitetes Stroh, das zu beiden Seiten überhing, gegen den Regen geschützt (s. Abb. 9); dabei wurden die Reihen weit genug auseinander gestellt, um ein Auftreffen des abfallenden Regens auf die nächste aufgerichtete Ziegelschicht zu vermeiden. In 3 bis 4 Wochen galten die Ziegel als hinreichend trocken. Vor der Vermauerung mußte man sich indes über die vollständige Durchtrocknung überzeugen. Zu dem Zwecke wurde mittels eines Bohrers aus einem möglichst ungünstig gelegenen Patzen — bei den fertig aufgerichteten Wellerwänden (s. oben) wurde der unterste Teil der Mauer zum gleichen Zweck gewählt — Masse herausgeholt, die zwischen den Fingern sich zu Staub verreiben lassen mußte. Die trocknen Lehmpatzen vertrugen das Fahren auch auf den unebensten Wegen, sodaß man nicht darauf angewiesen war, den Lehm anzufahren. Daß nicht so scharfe Ecken, wie bei gebrannten Ziegeln entstehen, wurde eher als ein Vorteil betrachtet, da nachher der Anwurf und Überzug von Strohlehm stärker eindringen und fester halten könne. Die Härte war eine solche, daß nur mit dem Hammer Stückchen abgeschlagen werden konnten. Wollte man kleinere Ziegel machen, so mußte dazu die Säge genommen werden. Schon Goldfuß hat Gewölbe mit Lehmziegeln hergestellt, die er auf der langen Seite beiderseits $^1/_4$ Zoll schwächer, also keilförmig zulaufend, ausbildete.

Für den Bau ward vor allem ein gutes, steinernes Fundament als nötig erachtet, das wenigstens $1^1/_2$ Fuß über den Boden herausragte und außerhalb $^1/_2$ bis 2 Fuß vorsprang, während innerhalb die Fundamentmauer mit der Lehmwand gleich oder bündig sein konnte. Die Dicke der Grundmauer wurde mit $1^1/_2$ Fuß bei einem Stockwerk angesetzt, bei über 10 Fuß Höhe 2 Fuß; die Innenwände waren 1 Fuß dick, außer wenn das Gebäude viel über 30 Fuß breit war, in welchem Falle man die mittlere Innenwand, die Balken mitzutragen hatte, auch $1^1/_2$ Fuß breit machte. Im übrigen wurde gemauert wie mit gebrannten Ziegeln, am besten im Blockverband mit Lehmmörtel (s. Abb. 9, oben). Das Dach wurde auf Mauerlatten aufgerichtet, vorzüglich deshalb, um den Druck der Balken gleichförmig auf die Wände zuverteilen. Es sollte $1^1/_2$—2 Fuß (beieinem Stockwerk) überragen, um gegen den anschlagenden Regen die Wände zu schützen. Gilly empfahl sogar, das Dach wenigstens 3 Fuß über die Mauer vorragen zulassen. Auch das Auflegen einer Schicht gebrannter Ziegel auf die Mauerkante unterm Dach wurde empfohlen. Jachtmann machte den weitergehenden Vorschlag, der an Vitruv erinnert: man solle einen Sims aus gebrannten Steinen, 8—10 Zoll breit, über die Lehmmauer vorragen lassen. Er empfahl auch statt der Decken aus Balken solche aus Lehmgewölbe, insbesondere auch unter dem Dach, wobei er nur bemerkte, wenn das Strohdach zum Brennen käme, es nicht mit Wasser zu löschen, sondern es herunterzureißen. „Vielleicht wird man auch noch feuerfeste Dachbedeckung erfinden".

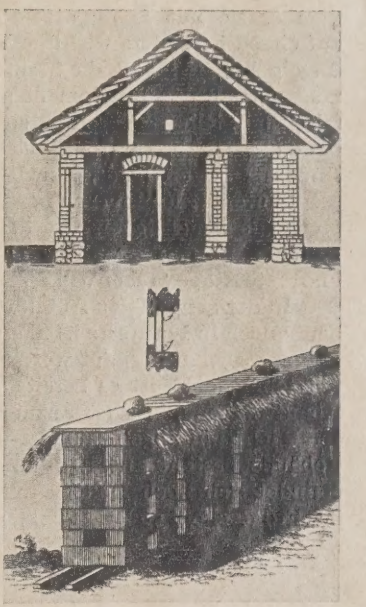


Abb. 9. Oben: Lehmpatzenbau. Vorspringende Steingrundmauer, überhängendes Lehmstrohschindeldach. Unten: Lehmpatzen bedeckt zum Trocknen aufgestellt.

Der innere Ausbau der Lehmhäuser erfolgte durch glattes Ausstreichen der Fugen und Abreiben der Wände mit reinem Lehm oder einem Lehm-Kalk-Brei, und dann Überziehen mit Kalkschlämme, aber „auch papierne oder andere Tapeten können sehr gut angewandt werden, weil die Wände weniger feucht als bei gebrannten Steinen sind."

Über die Erfolge mit solchen Lehmpatzenhäusern liegen eine ganze Reihe von Feststellungen aus jener Zeit vor. So berichtet v. Goldfuß nach 20 und 15 Jahren über von ihm hergestellte Lehmpatzenhäuser. 1790 war von seiten des Königlich preußischen Generaldirektoriums in Berlin die Gillysche Schrift über getrocknete Lehmziegel an alle öffentlichen Beamten in den preußischen Provinzen verteilt worden mit dem erneuten Befehl, diese Bauart überall einzuführen, und es war in einem besonderen Zirkular König Friedrich Wilhelms auch darauf hingewiesen worden, daß man sich

von dem „Wert der Bauart von Lehmpatzen, bezw. von ihrer langen Dauerhaftigkeit insbesondere bei Wohngebäuden, überzeugt" habe. 1793 berichtet dann Böthke von 13 Häusern, die er in einem abgebrannten Bauerndorf auf königliche Rechnung aus Lehmpatzen 1790 ausgeführt habe und die sich vortrefflich erhalten hätten. „Sie seien so trocken, als massiv von Ziegeln und Kalk erbaute Gebäude nur immer sein könnten und die Bewohner befänden sich darin vollständig gesund und seien ungemein zufrieden, würden auch von keinem Ungeziefer als Ratten und Mäusen und Wanzen beunruhigt, welch letztere in Gebäuden von Holz oder Fachwerk oft unvertilgbar seien." Viele Landleute in der Gegend hätten auch die Bauart nachgeahmt. Der polnische Kammerherr von Muschinski habe auf seinem Gut Luboschin alle Wirtschaftsgebäude des Vorwerkes in Lehmpatzen aufrichten lassen und sei damit sehr zufrieden gewesen, insbesondere, weil sie nicht wie gebrannte Ziegel den vierjährigen oder wie Fachwerk den dreijährigen, sondern nur den zweijährigen Ertrag des Gutes gekostet hätten. Jachtmann berichtet von einer Seidenbauanstalt in Königswusterhausen bei Berlin, 3 Jahre nachdem er sie mit Lehmpatzen gebaut hatte, und weist dabei auf einige besonders wichtige Voraussetzungen für einen guten Erfolg hin, so: daß die Steine alle gleichmäßig trocken sein müssen, daß das Fundament auf festem Boden liegen und die falschen Stellen oder die sogenannte nicht festgewachsene Erde ausgegraben werden müsse, daß man am besten über ein Fundament von Feld-, Bruch- oder Kalkstein zwei Schichten gebrannte mit Kalk vermauerte Ziegel setzen solle, um die aufsteigende Feuchtigkeit von den Lehmziegeln abzuhalten; auch müsse, wenn man — wie das sehr zu empfehlen sei — die unterste und erste Etage wölben will, die Frontmauer unten 3 Fuß stark sein.

In der beigefügten Abbildung 10 ist ein Lehmziegelhaus, das heute noch in Kamenz i. Sa. steht, wiedergegeben. Wann dieses Lehmpatzenhaus erbaut worden ist, läßt sich nicht mehr genau feststellen, doch ist es bereits vor dem Brande im Jahre 1842 erbaut worden. Es ist anzunehmen, daß bei diesem Brande der Dachstuhl abgebrannt ist und im Jahre 1868 wieder. Das Gebäude besteht aus Erd- und zwei Obergeschoßen, darüber befindet sich noch Bodenraum. Die Umfassungsmauern sind im Erdgeschoß 56 cm stark, in den Obergeschossen 48 cm. Die Innenwände sind 29, 23 und 18 cm stark. Die Gesimse und Sohlbänke sind von gebrannten Ziegeln hergestellt. Der äußere Putz ist Kalkputz, der direkt auf der Lehmpatzenwand angebracht ist. Befestigt ist der Putz in Entfernung von 25 cm in der Breite und 50 cm in der Höhe mittels Nägeln. Unter den Nägeln befinden sich kleine Bleche von 2 cm im Quadrat. Der innere Putz ist zum Teil Kalk und zum Teil Lehmsandputz. Die Decken sind Lehmdecken, also mit Stroh und Lehm umwickelte Staaken und dann Lehmsandputz. Die Größe der verwendeten Lehmziegel läßt sich nicht feststellen, doch ist anzunehmen, daß solche in Größe von 35 × 18 × 18 cm verwendet wurden. Der verwendete Lehm scheint von sehr guter Beschaffenheit zu sein, da Nägel sehr schwer in denselben eindringen (gef. Mitteilung des Stadtbauramts Kamenz).

Abb. 10. Lehmpatzenhaus in Kamenz i. Sa., erbaut vor 1842 im gegenwärtigen Zustand.

Im übrigen waren damals nicht nur Lehmpatzen, sondern auch Lehmziegel (von der Größe der üblichen gebrannten Ziegel) in Gebrauch. Graf von Podewils z. B. berichtet 1795: er habe Lehmmauern nicht stärker und die Steine nicht größer als die gewöhnlichen gemacht, damit sie leichter austrocknen. 1800 werden sie in Sturm, „Mineralogie der Baukunst" besonders erwähnt. (Schluß folgt.)

TECHNIKER UND VERWALTUNG.

Von Dipl.-Ing. Hans Schäfer, München.

Das Ringen des Technikers um Gleichberechtigung mit dem Juristen, der bisher das Vorrecht für sich in Anspruch nahm, auf allen Gebieten der Führende zu sein, ist vor allem darauf gerichtet, dem Techniker in der Verwaltung den ihm gebührenden Einfluß zu verschaften. Es ist falsch, zu glauben, als wolle nun der Techniker den Juristen aus seinen eigensten Betätigungsgebieten verdrängen; es wäre verhängnisvoll, wenn nun der Techniker genau wie früher der Jurist die Wahrung seiner Stellung darin suchen wollte, daß er den Juristen auch dort verdrängen möchte, wo juristisches Wissen und Können unbedingt erforderlich ist. Was wir in der politischen und wirtschaftlichen Not unseres Volkes und Vaterlandes dringend brauchen, das ist die Verwendung eines jeden an der Stelle, an der er der Wirtschaft unseres Landes die größten Dienste leisten kann. In diesem Sinne verlangen wir fachmännische Betätigung, in diesem Sinne fordert der Techniker seinen Anteil an der Verwaltung; seine reichen Kenntnisse des Wirtschaftslebens und der alles befruchtenden Technik müssen ihm einen erheblich größeren Teil an der Verwaltung sichern als seither, müssen ihm vor allem auch den Zugang zu den höchsten Verwaltungsstellen offen halten.

Es wäre interessant und mag gelegentlicher späterer Behandlung vorbehalten bleiben, zu untersuchen, welche Forderungen gerade die Betätigung des Technikers auf dem Gebiete der Verwaltung insbesondere in bezug auf das Hochschulstudium stellt. Schon hier auf der Hochschule wäre meines Erachtens in erhöhtem Maße die wissenschaftliche Grundlage für die Verwaltungsbetätigung des Technikers zu schaffen. Doch dies nur nebenbei.

In dem Kampf des Technikers, sich sein Recht auf einen Anteil an der Verwaltung zu sichern, ist eine erhebliche Umwälzung eingetreten. Der Ruf des Technikers gipfelt in dem Verlangen, daß der Fachmann berufen sein soll, die Entscheidungen zu treffen. Die Revolution oder besser das parlamentarische System ist über diese Forderungen nach der anderen Seite hinausgegangen. Wenn wir Techniker früher die Übermacht des Juristen zu beklagen hatten, so ist das zwar an sich gründlich anders geworden, aber doch nicht zugunsten des Fachmannes, des Könners, sondern zugunsten des Nichtfachmannes, des Politikers. Insbesondere die höheren und höchsten Verwaltungsstellen stehen nicht dem Fachmann, sondern nur dem Politiker offen; ist es doch ein Fachmann, so erhält er die Stelle nicht, weil er Fachmann ist, sondern weil er Politiker ist, der Fachkenntnisse besitzt. An die Stelle des Juristen aus der Vorkriegszeit ist nunmehr der Politiker getreten, dem beide, Jurist und Techniker, zu dienen haben[1]). Hier liegt

[1]) Ich verweise auf meinen Aufsatz: „Die Stellung des Akademikers im neuen Staat". Akadem. Turnzeitung 1. 12. 1919.

eine Gefahr, die nunmehr Juristen und Techniker einigen sollte: Beide sind bedroht durch den Politiker, beide müssen, statt sich gegenseitig zu bekämpfen, den Kampf gemeinsam führen, dem Fachmann vor dem Nichtfachmann zum Siege zu verhelfen. Dazu ist notwendig, daß beide Teile die Grenzen ihres Betätigungsfeldes klar erkennen und daß beide Teile bereit sind, auch dem anderen Teil zu geben, was ihm nach Vorbildung und Wissen gebührt.

Daß sich weite Kreise dieser gerechten Forderung noch verschließen, ist im Interesse aller gebildeten Berufe tief bedauerlich. Das muß anders werden, wenn nicht die Zwietracht der Streitenden dem reinen Parteipolitiker zum Siege verhelfen soll.

Keine erschöpfende Behandlung der schwierigen und tiefgreifenden Frage sollen diese Zeilen bringen; sie sollen lediglich einige Grundgedanken betonen, die für die Beurteilung der gesamten Frage maßgebend sind. Diese Grundgedanken sollen insbesondere auch die Beurteilung der nachstehend wiedergegebenen Verhandlungen der Nationalversammlung ermöglichen, die ich aus den Beratungen des Reichshaushaltsplans — Reichswirtschaftsministerium und Reichsverkehrsministerium — zusammengestellt habe und die einen klaren Einblick über die Bestrebungen und auch über die sich entgegenstellenden Widerstände der verschiedensten Art ergeben.

2. Beratung des Reichshaushaltsplans für 1919. Reichsschatzministerium. 104. Sitzung vom 21. 10. 1919.

St. Ber. S. 3305.

Giebel (Soz.): Nun noch einiges zu den Etatstiteln über die Landesfinanzämter und die dritte Abteilung des Reichsschatzministeriums. Über die Landesfinanzämter und die damit in Zusammenhang stehenden örtlichen behördlichen Stellen sind lebhafte Beschwerden aus den Reihen der technischen Beamten und Angestellten gekommen. Man sieht in der jetzigen Aufstellung wieder die alte Bevorzugung der juristischen Verwaltungsbeamten. Die Techniker sind zurückgesetzt, obwohl es zweckmäßig ist, sie auch gerade in leitenden Stellen zu verwenden. Wenn es bei den jetzigen Einrichtungen bleibt, die ja im großen und ganzen dasselbe behördliche Bild widerspiegeln, wie wir es unter der Verwaltung des Kriegsministeriums gehabt haben, so entsteht daraus eine schwerfällige Verwaltung und letzten Endes auch eine Verteuerung. Mir ist zum Beispiel gesagt worden, daß der juristische Finanzrat häufig über notwendige Reparaturen an Baulichkeiten entscheiden soll. Dazu ist er natürlich nicht imstande. Er gibt also die Sache erst an den technischen Bauberater, und dieser gibt sie nun mit seiner Begutachtung wieder an den juristischen Verwaltungsbeamten zurück, der daraufhin eine Entscheidung trifft. Sollte es nicht weit einfacher und billiger sein, wenn man hierfür gerade den Techniker nimmt? In der Regel wird es doch so sein, daß die Arbeiten, für die unbedingt eine juristische Bildung erforderlich ist, nicht so häufig sein werden wie technische Fragen, in die Verwaltungspraxis wird sich aber auch der Techniker nach meinem Dafürhalten sehr leicht hineinarbeiten.

Man sollte um so mehr auf die vorhandenen technischen Beamten zurückgreifen, als ich aus einer Mitteilung des Reichsschatzministeriums vom 19. September entnehmen kann, daß es eigentlich an geeigneten juristischen Persönlichkeiten fehlt. Man lehnt zwar Kriegsassessoren ohne Prüfung ab, Gerichtsassessoren vom Felde bei den stellvertretenden Intendanturen werden aber als besonders geeignet angesehen. Aber hier handelt es sich häufig um recht junge, unverheiratete Herren, während man vielfach eingearbeitete und mit den Verwaltungserfordernissen einer derartigen Stelle durchaus vertraute technische Beamte zur Verfügung hat. Da kann ich beim besten Willen nicht einsehen, weshalb man diese technischen Beamten nicht in derartige Stellen beruft. In einer Entschließung empfiehlt der Haushaltsausschuß dem Reichsschatzministerium, auf die bessere und durchaus gleichberechtigte Behandlung der technisch vorgebildeten Beamten mit den juristischen Verwaltungsbeamten den gehörigen Wert zu legen. Ich hoffe, daß diese Entschließung von der Nationalversammlung angenommen wird, und daß sie dann auch die erforderliche Beachtung innerhalb des Reichsschatzministeriums möglichst noch bei der Durchführung dieses Etats, bestimmt aber für den nächsten Etat finden wird.

St. Ber. S. 3310.

Abg. Ersing (Zentr.): Die vorwiegend wirtschaftlichen Aufgaben des Reichsschatzministeriums bedingen, daß technisch und volkswirtschaftlich gebildete und erfahrene Beamte eingestellt werden. Im Staatsdienst hatten bisher die Juristen den Vorrang. In Wirtschaftssachen hätten aber die fachlich gebildeten Beamten schon bisher mehr zur Leitung herangezogen werden müssen, als es geschah. Was bis jetzt versäumt worden ist, muß nun nachgeholt werden. Ich anerkenne gerne, daß auch das Reichsschatzministerium bereits gezeigt hat, daß es einer stärkeren Heranziehung der Techniker durchaus freundlich gegenübersteht. Wenn der Herr Reichsschatzminister, so wie er bisher zur Leitung der Reichsbetriebe Techniker herangeholt hat, auch in seine Ministerialstuben noch einige Techniker hineinholt, dann werden die Techniker damit vollauf zufrieden sein. Auch hier kann ich sagen, daß bei den Beratungen im Haushaltsausschuß der Herr Reichsschatzminister das denkbar größte Entgegenkommen versprochen hat.

St. Ber. S. 3317;

Abg. Gothein (D. Dem.); Notwendig ist aber auch, daß in einem solchen Betriebe der Techniker zur Geltung kommt, und zwar nicht bloß in den Einzelbetrieben, nicht bloß in der Bauverwaltung, sondern überhaupt in unserem ganzen staatlichen Leben, in der Verwaltung allgemein. Wir haben von dem Herrn Reichsschatzminister Worte des Wohlwollens und des Entgegenkommens auf diesem Gebiete gehört, daß der Techniker überall gleichgestellt werden soll dem Juristen. Aber uns kommt es nicht auf die Worte an, uns kommt es auf die Taten an, und wir werden den Herrn Minister bitten, über die Besetzung der Posten in den einzelnen Abteilungen des Ministeriums mit Technikern und Juristen uns einmal eine Nachweisung zu geben. Erst dann werden wir die nötige Klarheit darüber haben, ob wir es mit Worten oder mit Taten zu tun haben. Der Techniker kann unter Umständen ein schlechter Verwaltungsbeamter sein. — Auch der Jurist. Der Techniker ist es dann, wenn er zu spät in eine Stelle, in eine größere Verwaltungsstelle gesetzt wird. Das war der große Mangel des bisherigen Verwaltungssystems, daß in den technischen Betrieben der junge Assessor sofort in die Direktion hineinkam und der Baurat oder Geheime Baurat erst dann, wenn er alt und abgearbeitet war; dann wurde er erst Mitglied der Direktion, und dann war er nicht mehr wortgewandt und energisch genug, um sich durchzusetzen. Darum heißt es, dem Techniker beizeiten diese Möglichkeit zu geben. Es ist das aber auch notwendig, um den guten Willen und die Arbeitsfreudigkeit beim Techniker groß zu ziehen, der in der Staatsverwaltung unter dieser Zurücksetzung schwer gelitten hat. Auch das ist eine Notwendigkeit, wenn wir auf diesem Gebiete gründlich vorwärts kommen wollen.

St. Ber. S. 3318;

Dr. Mayer (Reichsschatzminister); Dann hat der Herr Abg. Giebel, aber auch der Herr Abg. Gothein, den dringenden Wunsch geäußert, es möge doch im Reichsschatzministerium mehr als es bisher in anderen Ressorts üblich gewesen sei, der Techniker an die ihm gebührende Stelle gesetzt und nicht dem Juristen unterstellt werden. Der Herr Abg. Gothein hat gesagt, er glaube erst dann daran, daß bei uns richtig vorgegangen wird, wenn ihm das ziffernmäßig nachgewiesen werde. Ich bin zu diesem Nachweis schon jetzt in der Lage. Ich habe bereits in meiner einleitenden Rede darauf hingewiesen — das will ich aber jetzt nur nebenbei bemerken —, daß die große Industrieabteilung des Reichsschatzministeriums ausschließlich nach kaufmännischen und technischen Gesichtspunkten eingerichtet worden ist. In der Verwaltung der Heeres- und Marinebetriebe sind derzeit im Ministerium überhaupt nur zwei Verwaltungsbeamte tätig, der Herr Unterstaatssekretär und ich. Aber ich will von der Industrieabteilung absehen. Die Herren hatten ja vor allem den Wunsch, daß in die Reichsbauverwaltung soviel Techniker als möglich eingestellt werden. Die Aufgaben der Reichsbauverwaltung obliegen in der Hauptsache den Reichsvermögensämtern. Die Reichsvermögensämter sind nun aber in den oberen Beamtenposten ausschließlich mit Baubeamten besetzt. Der Chef jedes dieser Vermögensämter ist ein Baubeamter. Die Beschwerden, die dem hohen Hause zugegangen sind, sind psychologisch deshalb verständlich, weil es bei der Herabminderung des Heeres nicht möglich war, alle die Baubeamten, die bisher in der Militärbauverwaltung beschäftigt waren, auf uns zu übernehmen. Es war uns nur möglich, etwa 40% dieser Beamten auf unsere Bauverwaltung herüberzunehmen. Die Landesfinanzämter, Abteilung III, haben nicht nur bauliche Aufgaben, sie haben vor allem auch die Aufgaben der Liegenschaftsverwaltung und der übrigen aktiven Militärverwaltung. Obwohl nun diese beiden Aufgaben der Liegenschaftsverwaltung und der aktiven Militärverwaltung sogar die Aufgaben der Bauverwaltung übertreffen, ist die Besetzung der Beamtenposten in den höheren Stellen an den Landesfinanzämtern und den Reichsvermögensämtern die folgende: Es stehen 184 juristischen Verwaltungsbeamten gegenüber 154 Baubeamte. Ich glaube, mit diesen Ziffern den Nachweis dafür erbracht zu haben, daß die Techniker, soweit das nur irgend möglich ist, von uns herangezogen worden sind und daß sie auch in die Stellungen eingerückt sind, die ihnen zukommen.

Noch etwas ist geschehen. Wir haben dafür Vorsorge getroffen, daß diese technischen Beamten nicht nur fachliche Aufgaben erhalten, sondern daß sie dazu bestimmt sind, auch Verwaltungsaufgaben mit zu erfüllen und ihnen der Weg offen gehalten ist zu den Verwaltungsstellen in den Landesfinanzämtern, Abteilung III, bis hinauf zur Zentrale im Ministerium. Ich glaube also, hier so modern vorgegangen zu sein, als es nur gewünscht werden kann, und glaube auch, durch Zahlen bewiesen zu haben, daß die Wünsche der Techniker im vollsten Maße erfüllt sind.

In der 105. Sitzung der Nationalversammlung vom 22. 10. 1919 (St. Ber. S. 3334 B) wurde mit dem Abschluß der Beratung des Gehalts des Ministers nachstehende Entschließung angenommen:

„II. a. Die Reichsregierung zu ersuchen, in der Verwaltung in erhöhtem Maße Techniker zu verwenden, als dies bisher geschehen ist.

II. b. Die Reichsregierung zu ersuchen, nicht nur bei der Einrichtung der Landesfinanzämter (Abt. III), sondern auch im allgemeinen dafür Sorge zu tragen, daß die höheren technischen Beamten den juristisch vorgebildeten höheren Beamten in ihren Anstellungs- und Beförderungsverhältnissen grundsätzlich gleichgestellt werden und in angemessener Zahl Verwendung finden."

(Drucksache der Nationalvers. Nr. 1255.)

Reichsschatzministerium. Titel: Provinzialverwaltung.

105. Sitzung vom 22. 10. 1919.

St. Ber. S. 3334 ff.;

Dr.-Ing. Wieland, Abg. (D. Dem.) [1]); Der Herr Reichsschatzminister und ebenso mein Freund Gothein haben gestern ausführlich den großen Aufgabenkreis des Reichsschatzministeriums umschrieben. Der Herr Reichsschatzminister hat mit Recht gesagt, es stehen dem Reichsschatzministerium ungeheure Aufgaben bevor. Ich unterschreibe diese Ansicht vollständig. Er hat weiter ausgeführt, daß diese Aufgaben hauptsächlich auf technischem und kaufmännischem Gebiete liegen. Ich möchte mich mit dem ersteren befassen.

Wichtig ist zur Lösung dieser schweren Aufgaben, daß die Technik die gebührende Stellung nicht nur im Ministerium, sondern auch in den nachgeordneten Behörden erhält. Es ist eine alte Klage und feststehende Tatsache, daß bisher die Technik nur in untergeordneter Weise in den Ministerien vertreten war. Eigentlich war der Techniker nur der Handlanger des Verwaltungsbeamten. Mit diesen alten Mißständen muß jetzt im Volksstaat unbedingt aufgeräumt werden. Die Verwaltungsbeamten, seien sie Juristen, Techniker oder Kaufleute, müssen einander unbedingt gleichgestellt werden, wenn man dafür sorgen will, daß sie in ihrer Laufbahn ihren Beruf freudig ausüben und diese einen Anziehungspunkt für erstklassige Kräfte im Staate bildet. Die Kriegserfahrungen sind in dieser Hinsicht sehr lehrreich, und wir müssen danach trachten, dieselben auszunutzen. Der technische Dilettantismus, der bei der Heeresverwaltung Brauch war, hat das Volk nicht nur Hunderte von Millionen, sondern insbesondere auch viel Blut gekostet.

Der Militärverwaltung wurde seinerzeit in einer Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure im Jahre 1917 ihr Sündenregister von dem damaligen Vorsitzenden Geheimen Baurat Rieppel vorgehalten. Es ist sehr interessant, festzustellen, welches Schicksal eine Eingabe gehabt hat, die dieser bedeutsame Verein im April 1917 an Reichskanzler, Kriegsminister und Schatzsekretär gerichtet hat. Die Kreise der Technik haben sich einhellig mit dieser Eingabe einverstanden erklärt, und das war ein Beweis, wie wichtig sie von allen Seiten angesehen wurde. Was ist aus dieser Eingabe, in der die Kriegserfahrungen niedergelegt waren, geworden? Reichskanzler und einige Staatssekretäre haben den Empfang bestätigt und dabei ist es geblieben. Folgerungen haben die Behörden nicht daraus gezogen. Es ist aber wichtig festzustellen, daß es sich bei dieser Eingabe für den Verein deutscher Ingenieure und die mit ihm zusammenhängenden Verbände nicht darum gehandelt hat, die Machtbefugnisse lediglich aus Machthunger zu erweitern, sondern es war nur die Sorge um die Allgemeinheit, die den Verband veranlaßt hat, der Regierung zur Kenntnis zu bringen, wie mangelhaft die Technik bei der Militärverwaltung vertreten war.

Die Beseitigung der Übelstände ist um so wichtiger, als wir jetzt eine parlamentarische Regierung haben. Darum muß von den Parteien dafür gesorgt werden, daß wir mehr Sachverständige in das Parlament bekommen. Denn wenn wir solche nicht haben, wie sollen wir dann Gesetzesvorlagen, wie z. B. diejenige der Elektrizitätswirtschaft oder die Neuschaffung des Reichsverkehrsministeriums richtig beurteilen? Sämtliche Parteien — ich möchte diesbezüglich einen Appell an alle Fraktionen richten — müssen dafür sorgen, daß in Zukunft mehr Sachverständige von den verschiedensten Berufen in das Parlament gewählt werden. Der Bund der technischen Berufsstände, der der Spitzenverband sämtlicher technischer Verbände ist, hat sich zur Aufgabe gemacht, erstens dafür zu sorgen, daß mehr Techniker in die Parlamente kommen, und zweitens, daß der Technik die ihr gebührende Stellung im Staate eingeräumt wird. Dies muß dadurch erreicht werden, daß die Techniker den juristischen Verwaltungsbeamten gleichgestellt werden. Bisher war es immer so, daß der Techniker, wenn er das Ohr des Ministers haben wollte, sich des Verwaltungsbeamten als Sprachrohr bedienen mußte. Es war ein geradezu schreiender Mißstand, daß junge Assessoren die Referenten waren und ihnen alte Techniker unterstanden.

Es muß für einen Aufstieg der Techniker im Staate gesorgt werden. Wie war es da früher? Mein Freund Gothein hat mir in dieser Beziehung ein sehr lehrreiches Beispiel mitgeteilt, das er an seinem eigenenLeibe verspürt hat. Er war schon etatsmäßiger Beamter, während ein Jurist noch Referendar war, der nachher sein Vorgesetzter wurde und früher Oberbergrat war, als Gothein zum Bergrat aufrückte. Das sind Mißstände, die natürlich eine Arbeitsfreudigkeit bei den technischen Beamten nicht erzeugen können. Grundbedingung ist, daß man diesen Beamten eine Laufbahn im Staate eröffnet derart, daß auch erstklassige Techniker das Bestreben haben, in den Staatsdienst einzutreten. Hierzu sind aber zwei Grundbedingungen nötig. Die eine ist, daß die Einteilung der Ämter auch in entsprechender Weise getroffen wird. Nun sind in dieser Richtung schon die verschiedensten Klagen laut geworden, es ist sogar schon behauptet worden, daß die Etatsaufstellung ohne Anhörung der Techniker gemacht worden sei. Ich habe diese Bemängelung schon im Haushaltsausschuß vorgebracht, ohne vom Herrn Minister widerlegt worden zu sein. Daß Techniker auf dem Verwaltungsgebiete Hervorragendes leisten können, das hat kein geringerer bewiesen, als der Schöpfer der Selbstverwaltung, der Freiherr v. Stein. Derselbe war ursprünglich in die juristische Laufbahn eingetreten, aber dieselbe hat ihm nicht zugesagt. Interessant ist, was er darüber an einen Freund schrieb, „daß er durch die Masse der Begriffe, womit er das Gedächtnis belaste, den Geist ermüde und alle Einbildungskraft ersticke". Das war sein Urteil über das juristische Studium. Er hat sich von demselben ab- und der Technik zugewandt, in der er Hervorragendes geleistet hat, es im preußischen Staat zum Minister gebracht hat und dann zum Schöpfer der Selbstverwaltung wurde, die bis jetzt ihresgleichen sucht. Ich sage das, um zu beweisen, daß auch der Techniker Hervorragendes in der Verwaltung leisten kann.

Die Provinzialverwaltungen, die Abteilung III, enthalten 1. die Liegenschafts- und Bauverwaltungen, 2. die Verpflegungsabteilung, 3. das Bekleidungs-, 4. das Remontewesen. Nun muß ich sagen, diese Zusammenstellung dieser verschiedenen Unterabteilungen ist etwas sonderbar, denn die Liegenschafts- und Bauverwaltung hat vorzugsweise technische Fragen zu bearbeiten. Was hat damit das Verpflegungs-, Bekleidungs- und Remontewesen zu schaffen? Der Techniker versteht vom Remonte- und Verpflegungswesen nichts. Es muß daher gesagt werden, daß hier ein organischer Zusammenhang eigentlich nicht vorliegt. Man wird sich fragen müssen, ob es nicht besser wäre, später eine reine Bauabteilung zu schaffen, um die technischen Fragen in ihr zu sammeln und zu behandeln.

Eine weitere Klage liegt aus Bayern über die Landesfinanzämter vor, hauptsächlich über die Zusammensetzung des Landesfinanzamtes München. Es ist interessant, wenn man die Aufstellung verfolgt, zu sehen, daß das Landesfinanzamt, von dem doch gesagt werden muß, daß es vorwiegend technische Aufgaben zu bearbeiten hat, von einem Wirklichen Geheimen Oberkriegsrat geleitet wird. Das ist kein Techniker. Also Sie sehen, daß man jetzt auch schon wieder damit vorgeht, solche Stellen mit Verwaltungsbeamten zu besetzen. Wenn man die neuen Referate vergleicht, so ist unter ihnen nur das neunte von einem technischen Vorstand, einem Baurate, besetzt, ein klarer Beweis, wie auch jetzt bei dem Neuaufbau des Reichsschatzministeriums und der nachgeordneten Ämter vorgegangen wird; daß der Techniker zu kurz kommt und die Verwaltungsbeamten wieder die Hauptrolle spielen.

Der zweite Hauptpunkt, um den Technikern eine entsprechende Laufbahn zu eröffnen, ist die zweckmäßige Besetzung der Stellen, von denen ich zum Teil eben jetzt schon gesprochen habe. Soeben hat das hohe Haus in den Entschließungen, die es angenommen hat, einen Antrag unter Ziffer IIb angenommen, der von mir im Ausschuß gestellt wurde und der dahin lautet, daß die Regierung Sorge tragen möge, die höheren technischen Beamten den juristisch vorgebildeten Beamten in ihren Anstellungs- und Beförderungsverhältnissen grundsätzlich gleichzustellen und in angemessener Zahl zu verwenden. Es muß hier nicht nur für dieses Ministerium, sondern überhaupt für die gesamte Reichsverwaltung ausgesprochen werden, daß die Techniker grundsätzlich den juristisch gebildeten Verwaltungsbeamten gleichzustellen sind. Nun möchte ich gleich hier sagen, daß dieser Etat doch mehr ein Versuchsetat ist, daß die Regierung bei der Besetzung der etatmäßigen Stellen angesichts der großen Meinungsverschiedenheiten, die über diese Besetzung herrschen, doch recht vorsichtig vorgehen möge; denn sonst könnte beim nächsten Etat, wenn sich diese Meinungsverschiedenheiten wieder zeigen, es vorkommen, daß vom Reichstag wieder Stellen gestrichen werden, die schon etatsmäßig besetzt sind.

Gestern hat der Herr Minister mitgeteilt, daß im Amtsbereich der Provinzial- und Ortsbehörden 184 juristische Verwaltungsbeamte und 154 Techniker beschäftigt sind. Ich habe mir diese Ziffern näher angesehen und einmal untersucht, wie diese Beamten verteilt sind. Da stellt sich das interessante Ergebnis heraus, daß die Beamten folgendermaßen verteilt sind: beim Kap. 68e, Tit. 1: 192 Verwaltungsjuristen und bei 68f: 10; das sind zusammen 202. Denen stehen bei der Provinzialinstanz nur 34 Finanz- und Bauräte gegenüber. Also eine erdrückende Mehrheit von Verwaltungsbeamten! In der Unterinstanz, in den Lokalverwaltungen sind aber bei Kap. 68g, Tit. 1 und 68f insgesamt 130 Bauamtmänner und kein Verwaltungsbeamter: also stecken die Techniker in der Hauptsache in der Unterinstanz.

Wie soll es diesen Technikern ermöglicht werden, in die oberen Instanzen aufzusteigen, wenn dort nicht die entsprechenden Stellen geschaffen werden und die Verwaltungsbeamten in dieser erdrückenden Überzahl verbleiben? Ich kann mir auch nicht denken, wie die technischen Fragen in den Oberinstanzen behandelt werden sollen, wenn

[1]) Fabrikant in Ulm a. Donau.

die Techniker derart in der Minderzahl sind. Es ist eine zwingende Notwendigkeit, daß hier eine grundsätzliche Änderung vorgenommen wird und daß die Techniker ganz anders berücksichtigt werden, als dies jetzt der Fall ist. Mir wird ferner mitgeteilt, daß von den Verwaltungsbeamten 100 Prozent übernommen worden sind und außerdem noch junge Finanzassessoren gesucht werden. Wie sieht es aber bei den Technikern aus? Von den Technikern sollen nur 40 Prozent übernommen sein, obgleich in diesem Ministerium, wie aus den Beilagen zu ersehen ist und wie auch der Herr Minister gestern ganz richtig gesagt hat, vorwiegend technische Aufgaben zu bearbeiten sind!

Zum Schluß noch ein Wort zu den Eingaben. Es liegt eine Eingabe des Bundes höherer Baubeamten Deutschlands vor, deren Inhalt sehr beachtenswert ist. Der Haushaltsausschuß hat deswegen bezüglich dieser Eingabe an das hohe Haus den Antrag gestellt, diese Eingabe der Regierung zur Berücksichtigung hinüberzugeben. Es wäre zu hoffen und zu wünschen, daß auch von der Regierung die nötigen Nutzanwendungen aus dieser Eingabe gezogen werden.

Ich fasse mich dahin zusammen: Wenn sowohl die neue Regierung als das Parlament ihrer Aufgabe gewachsen sein wollen, so müssen sie in bezug auf die Verwendung der Techniker die alten Schäden ausmerzen und dazu in den Ministerien, die zum Teil ja neu geschaffen werden, dementsprechend einen neuen Boden legen.

Dr. Mayer, Reichsschatzminister: Ich habe bereits am Schluß der gestrigen Sitzung an der Hand von Zahlen nachgewiesen, in wie hohem Maße den Wünschen der Techniker gerade bei der Neuorganisation des Reichsschatzministeriums Rechnung getragen worden ist. Ich habe darauf hingewiesen, daß die große Industrieabteilung des Reichsschatzministeriums ausschließlich mit Technikern und Kaufleuten besetzt ist. Ich habe ferner darauf hingewiesen, daß die Reichsvermögensämter, welche die Bau- und Verwaltungsaufgaben durchzuführen haben, ausschließlich von Baubeamten geleitet werden. Das Ziffernverhältnis zwischen den juristischen Verwaltungsbeamten und den Baubeamten in den Provinzial- und Lokalverwaltungen ist, wie ich schon ausführte, 184 zu 154.

Ich glaube damit nachgewiesen zu haben, daß den Technikern tatsächlich die Stelle eingeräumt worden ist, die ihnen gebührt. Der Herr Abgeordnete Wieland hat gegenüber meinen gestrigen Ausführungen heute eigentlich nur das eine vorgebracht, daß in den Landesfinanzämtern, Abteilung III, die die übergeordneten Behörden der Reichsvermögensämter sein werden, für die Techniker zu wenig Aufrückungsmöglichkeiten geschaffen werden. Das beruht darauf, daß die ganze Bauverwaltung den Reichsvermögensämtern zur selbständigen Erledigung übertragen worden ist und bei den Landesfinanzämtern, Abteilung III, nur eine obere Kontrolle stattfinden soll. Wir wollen aber auch den Techniker nicht lediglich in technische Stellen einrücken lassen, wir gehen vielmehr gerade so vor, wie der Herr Abgeordnete Wieland es wünschte, indem wir den Techniker auch in Verwaltungsbeamtenstellen vorrücken lassen und damit erstmalig den Versuch machen, es den Technikern zu ermöglichen, auch als Verwaltungsbeamte andere als technische Aufgaben zu erfüllen. Wir wollen hoffen, daß die Techniker diese Gelegenheit wahrnehmen, um ihre auch nach meiner Meinung vorhandene hervorragende Eignung für den Verwaltungsbeamten zu erweisen. Sie haben nicht nur die Aufstiegmöglichkeit in Verwaltungsstellen der Landesfinanzämter, Abteilung III, sondern bis hinauf in die Zentrale des Ministeriums. Im übrigen werden diese Landesfinanzämter, Abteilung III, wie der Herr Abgeordnete Wieland ganz richtig vermutet, erst an der Hand der praktischen Erfahrungen endgültig aufgebaut werden. Die Zusammenlegung der aktiven Militärverwaltung und der Liegenschaftsverwaltung wird sich auch nach meiner Meinung nicht überall dauernd aufrecht erhalten lassen. Ob und nach welcher Richtung hier in Zukunft eine Änderung eintreten soll, wird die Erfahrung lehren und ich hoffe, bereits im nächsten Etat Ihnen entsprechende Vorschläge unterbreiten zu können.

Laverrenz, Abg. (Deutschnat. Volksp.) [2]: Die Ausführungen des Herrn Ministers haben zu meinem lebhaften Bedauern mich und meine politischen Freunde nicht zufrieden gestellt, und ich möchte mir daher noch ein kurzes Wort zur Frage der grundsätzlichen Gleichstellung der höheren technischen Beamten mit den juristisch vorgebildeten höheren Beamten an dieser Stelle erlauben.

Es ist und bleibt auffällig, daß nach dem Etat bei den Landesfinanzämtern einschließlich der 16 Direktorenstellen den 192 Beamten mit juristischer Vorbildung nur 32 mit technischer Vorbildung gegenüberstehen. Das ist und bleibt ein auffälliges Mißverhältnis, das sich in den Zahlen 6 zu 1 ausdrückt, und es springt um so mehr in die Augen, weil das Arbeitsgebiet dieser Behörden ein vorwiegend technisch-wirtschaftliches bezw. bau- und maschinentechnisches ist. Diese Tatsache ist schon deshalb nicht zu bestreiten, weil nach der Denkschrift die gesamte Reichsbauverwaltung mit alleiniger Ausnahme der Post-, sowie alle Unterkunftsangelegenheiten der Heeres- und Marineverwaltung von diesen Ressorts, d. h. von den Landesfinanzämtern und den ihnen nachgeordneten Reichsvermögensämtern übernommen werden sollen. Angesichts dieser Sachlage ist es durchaus verständlich, daß die höhere Technikerwelt mit gespanntester Aufmerksamkeit verfolgt hat, in welchem Umfange die höheren technischen Beamten bei der Besetzung der etatsmäßigen Stellen im Reichsschatzministerium berücksichtigt worden sind. Nach dem Aufbau dieses Etats muß festgestellt werden — darüber werden Sie in den beteiligten Kreisen nur eine Stimme hören —, daß die Hoffnungen der höheren Techniker sich nicht erfüllt haben. Insbesondere sind die unmittelbar betroffenen Kreise, das heißt die höheren technischen Beamten der bisherigen Heeresbauverwaltung und der technischen Institute des Heeres und der Marine, mit der getroffenen Lösung keineswegs einverstanden. Das erscheint um so begreiflicher, weil es sich für diese Herren um eine Lebensfrage handelt. Sie hatten billigerweise auf Übernahme in das Reichsschatzministerium ihre Hoffnung gesetzt. Wie sind nun aber diese Aussichten? Nach den Mitteilungen, die mir geworden sind, beträgt die Zahl dieser Beamten 372. Im Etat aber stehen nur 32 Stellen für Finanz- und Bauräte und 120 für Bauamtmänner, also im ganzen 152 zur Verfügung. Ich frage den Herrn Minister: was soll aus den 220 Beamten werden, wenn ihre Tätigkeit bei den einzelnen Abwicklungsstellen beendet ist? Will man sie kurzerhand entlassen? Will man sie auf Wartegeld setzen? Will man sie pensionieren? Das wäre im Zeitalter der angeblichen Sparsamkeit jedenfalls keine glückliche Lösung. Aber auch für die mittleren Baubeamten eröffnen sich ähnliche trübe Aussichten. Nach den im Etat vorgesehenen Stellen werden über 100 dieser Beamten nicht auf eine weitere Beschäftigung im Staatsdienst bezw. auf eine Übernahme in das Reichsschatzministerium rechnen dürfen. Ich erwähne diese Zahlen nur, um die Beunruhigung und Sorge zu charakterisieren, die zurzeit in diesen Kreisen herrscht.

Einer der Herren Regierungskommissare erklärte im Ausschuß, daß die weitere Verwendung aller dieser Baubeamten im Reichsschatzministerium nicht möglich sei. Er fügte aber bezeichnenderweise hinzu, daß man nicht das Experiment machen könne, den Techniker mit Verwaltungsaufgaben zu betrauen, denen er nach seiner Vorbildung bezw. Ausbildung nicht gewachsen sei. Das ist die Widerspiegelung des veralteten Standpunktes aus dem früheren Deutschland, der dazu geführt hat, daß wir schließlich — um es mit einem Wort zu kennzeichnen — eine Art Juristenmonopol im Staatsdienst bekommen haben. Der Techniker war lediglich der Sachverständige, aber auch der Nur-Sachverständige, in den meisten Fällen eine Art Aschenbrödel oder Handlanger gegenüber dem privilegierten juristisch vorgebildeten Verwaltungsbeamten. Die Auffassung, daß der Techniker für Verwaltungsaufgaben nicht geeignet sei, ist für die jüngere Generation schon aus dem Grunde nicht zutreffend, weil der Ausbildungsgang auf den Hochschulen zurzeit auf die wirtschaftliche und verwaltungstechnische Ausbildung einen sehr viel größeren Wert legt, als das bei den älteren Jahrgängen der Fall gewesen ist.

Heute liegen die Dinge so, daß alle Welt einig ist in der Forderung, daß der Technik eine hervorragendere Stelle beim Wiederaufbau unseres Wirtschaftslebens eingeräumt werden muß, als es früher der Fall war. Denn einmal müssen wir die technischen Hilfsmittel im Produktionsprozeß in denkbarster Weise vervollkommnen, zweitens die technischen Arbeitsmethoden so wirtschaftlich als möglich gestalten und drittens die stark verkümmerten Energiequellen, die uns der Friedensvertrag gelassen hat, technisch noch besser ausnutzen, als es bisher geschehen ist. Das kann aber nur geschehen, wenn dem Techniker ein entscheidender Einfluß eingeräumt wird. Man muß daher dringend wünschen, daß die Regierung des neuen Volksstaates sich diesen Standpunkt zu eigen macht. Bei dem vorliegenden Etat ist nach unserer Auffassung für die Technik zu wenig geschehen. Ein Unterausschuß, der sich mit der Frage beschäftigen sollte, hat angesichts der Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit nicht mehr eingesetzt werden können.

Wir möchten an die Regierung die Bitte richten, daß sie beim Reichswirtschaftsministerium und bei dem neuen Ministerium für Wiederaufbau dieser Frage ihre ernsteste Aufmerksamkeit entgegenbringt. Die Entschließung auf Seite 2, Nr. II b der Drucksache Nr. 1255 bitten wir daher dringend zu berücksichtigen.

Ich möchte mit der Anlehnung an ein bekanntes Wort schließen: Setzen Sie den Techniker in den Sattel, reiten wird er schon können!

Haushaltsplan für das Reichsverkehrsministerium.
108. Sitzung vom 25. 10. 1919.

St. Ber. S. 3417;

Dr. Bell, Reichsverkehrsminister; Weiter wird sich die Zusammensetzung des Beamtenkörpers derart vollziehen, daß dabei auch die Technik die verdiente Berücksichtigung findet. Das neue Verkehrsministerium will hierdurch den vielfach erhobenen Bedenken und Beschwerden darüber, daß die Technik bei der Eisenbahnverwaltung nicht ausreichend verwertet werde, abhelfen und für deren entscheidende Mitwirkung ausgiebig sorgen.

St. Ber. S. 3434;

Dr. Zöphel (D. Demokrat); Soll nun das Eisenbahnwesen günstig gedeihen, so müßte man, meine ich, von vornherein das Erforderliche an Sachkunde mit hereinbeziehen, das die Bürgschaft bietet. Da hat der Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine eine Schrift veröffentlicht, die dafür wesentliche Winke gibt. Der Bericht, der in dem Heft niedergelegt ist, das von dem Regierungs- und Baurat Karl Wyneken in Magdeburg verfaßt worden ist, schließt mit einer Reso-

[2]) Regierungs- und Baurat, Maschinenbaufach.

lution, auf die ich doch hinweisen möchte. In dieser Resolution, die von einer großen Menge deutscher Verbände unterzeichnet ist, und zwar nicht nur von technischen Verbänden, sondern auch von Verbänden des Verkehrs und Handels, und der Industrie — der Reichsverband der deutschen Industrie ist darunter, der Reichsausschuß der deutschen Landwirtschaft, der Deutsche Industrie- und Handelstag, der Verein für deutsche Binnenschiffahrt —, wird darauf hingewiesen, daß zu den Arbeiten der Vereinheitlichung und Weiterentwicklung des Verkehrswesens Persönlichkeiten aus den Kreisen der Unterzeichner mit herangezogen werden sollen. Ich halte das für notwendig, denn wir müssen den ganzen Aufbau im Eisenbahnwesen doch anders stellen, als er bisher in Preußen gestellt war.

St. Ber. S. 3437:

Deglerk, Abg. (D.-Nat.); Nun kommt weiter hinzu, daß man an die Spitze dieses neuen Reichsministeriums einen Nichtfachmann gestellt hat. Ich habe bereits in der Sitzung des Reichshaushaltsausschusses vom 2. Oktober, an der der Herr Reichsverkehrsminister nicht teilgenommen hat, darauf hingewiesen, daß es außerordentlich gefährlich sei, an die Spitze eines Fachministeriums, wie es gerade das Eisenbahnministerium ist, einen Nichtfachmann zu stellen, einen Mann, der sich mit Verkehrspolitik überhaupt noch nicht beschäftigt hat. Darauf hat mir der Herr Reichsfinanzminister Erzberger in seiner überragenden Weisheit entgegengehalten, daß ja das alte Regime solche Dummheiten auch gemacht hätte, denn es hätte seinerzeit den General Budde zum preußischen Minister der öffentlichen Arbeiten gemacht. Dabei ist aber doch ein sehr wesentlicher Unterschied. Erstens hatte Budde jahrelang die Leitung der Eisenbahnabteilung des großen Generalstabs. Budde hatte ein wichtiges, sehr günstig beurteiltes Werk über die Leistungen der deutschen Eisenbahnen im deutsch-französischen Kriege geschrieben. Ferner hatte Budde damals nichts weiter zu tun, als eine eingerichtete Verwaltung in ruhigen Zeiten fortzuführen; und schließlich soll auch nicht unerwähnt bleiben, daß damals auch nicht wenige Angehörige der rechtsstehenden Parteien mit dieser Wahl des Herrn Budde zum Eisenbahnminister nicht einverstanden waren. Es ist also doch wirklich nicht nötig, daß die republikanische Regierung gerade die Fehler der alten Regierung kopiert. Und dann, wie liegt denn jetzt die Sache? Jetzt soll ein Nichtfachmann in der schwersten Zeit, die das Verkehrswesen überhaupt je durchgemacht hat, eine vollkommen neue Aufgabe durchführen. Dazu war es nötig, einen Fachmann allerersten Ranges heranzuziehen. Wenn Sie einen Blick in den Haushalt des Reichsverkehrsministeriums werfen, so werden Sie sehen, daß der Präsident des Reichseisenbahnamtes Fritsch, ein Fachmann von europäischem Rufe, auf Wartegeld gestellt und im Reichsverkehrsministerium durch einen Dilettanten ersetzt wird. Ich zweifle gar nicht daran, daß der Herr Reichsverkehrsminister den besten Willen haben wird, die Aufgabe durchzuführen und sich allmählich einzuarbeiten. Aber dazu ist gar keine Zeit. Gerade bei dieser Aufgabe kommt es darauf an, Kenntnisse mitzubringen und sofort Großes zu leisten. Ich muß sagen, ohne damit den Herrn Verkehrsminister irgendwie persönlich verletzen zu wollen, daß ich es doch für eine sehr gewagte Aufgabe halte, an die er sich da herantraut.

St. Ber. S. 3441.

Dr. Bell, Reichsverkehrsminister: Die Heranziehung von Vertretern von Wirtschaft und Technik, die der Herr Abg. Dr. Zöphel befürwortet hat, ist bereits in meiner Programmrede ausreichend gewürdigt worden. Die von dem Herrn Abg. Zöphel erwähnte Eingabe technischer Verbände bewegt sich durchaus im Sinne meiner Ausführungen. Ich beabsichtige, bei Auswahl der aus der Technik und Wirtschaft heranzuziehenden Vertreter die Vorschläge der beteiligten Organisationen und Verbände einzuholen und tunlichst zu berücksichtigen. Im übrigen lege ich Wert darauf, angesichts der großen Bedeutung, die unserer Technik beizulegen ist und die sich im vollen Umfange würdige, an dieser Stelle darauf hinzuweisen, daß ich bereits seit einer Reihe von Jahren in meiner Eigenschaft als preußischer Abgeordneter im Landtage auf die Bedeutung der Technik und die stärkere Heranziehung der Techniker für die Verwaltungen im Staate und in den Gemeinden eingetreten bin. Darauf ist mir auch in sehr vielen Eingaben und Schriften der Techniker der Dank ausgesprochen worden. Ich kann versprechen, daß ich das, was ich damals als Abgeordneter befürwortet habe, als Minister durchzuführen gewillt bin.

St. Ber. S. 3442.

Im übrigen ist ja schon bei anderer Gelegenheit darauf hingewiesen worden, daß auch Nichtfachmänner im früheren Regime mit Erfolg an die Spitze von Verwaltungen gestellt worden sind. Wenn trotzdem wiederum der Ruf ergeht, es solle ein Fachmann an die Spitze dieses Ministeriums gestellt werden, dann erlaube ich mir die Anfrage an den Herrn Abgeordneten Deglerk; was versteht er denn unter einem Fachmann? Mein Ministerium setzt sich aus drei Fächern zusammen, einem Eisenbahnfach, einem Wasserbaufach und einem Kraftwagen- und Luftfahrtfach, und gerade die Zusammenfassung dieser drei bedeutsamen Gebiete erforderte eine einheitliche Leitung. Ich habe bereits in meiner Programmrede darauf hingewiesen, daß der Schwerpunkt meines Amtes darin gelegen hat, hervorragend tüchtige Männer an die Spitze der drei Abteilungen zu stellen und mich mit einem Stab bewährter Mitarbeiter zu umgeben, und ich glaube nicht, daß der Herr Abg. Deglerk es über sich gewinnen wird, einem einzigen dieser drei Unterstaatssekretäre, die an die Spitze der Verwaltungen der Verwaltungen gestellt sind, und die ich als meine treuen, bewährten und zuverlässigen Mitarbeiter betrachte, das Zeugnis von Nichtfachmännern auszustellen.

St. Ber. S. 3444.

Abg. Bock (Unabh. Soz.): Als ich las, daß der Herr Kollege Dr. Bell zum obersten Beamten dieses Reichsverkehrsministeriums ernannt wurde — ich schätze die Fähigkeiten des gegenwärtigen Reichsverkehrsministers hoch, das heißt in bezug auf seine Tüchtigkeit hier im Reichstage —, da ist mir doch der Gedanke aufgestiegen, ob es nicht schließlich besser gewesen wäre, wenn man dem Wunsche der technischen Beamten, es möchte der tüchtigste von ihnen an diesen Posten gestellt werden, entsprochen hätte. Wir haben immer den Grundsatz vertreten, daß nur Fachleute an solche Stellen berufen werden müßten. Dem hat man bisher, wie gesagt, nicht entsprochen. Ich nehme aber an, daß der Herr Reichsverkehrsminister den guten Willen hat, solche technischen Beamten und überhaupt Fachleute in den Kreis seiner Umgebung zu ziehen, so daß das Verkehrswesen eine Stufe einnimmt, von der wir erwarten können, daß sie den Ansprüchen des wirtschaftlichen Lebens gerecht wird.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet vom Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privat-Dozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Neuzeitliche Fragen in der Zement- und Betonindustrie. Von Dr.-Ing. H. Luftschitz-Dresden. Erwiderung auf die Ausführungen von Dr. Nitzsche und Dr. Moye. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 52 u. 53.

Fahrbare Maschine zum Brechen und Mischen verschiedener Rohstoffe für Beton. Beschreibung in Beton u. Eisen 1920, Heft 2/3.

Neuerungen an Zement- und Schlackensteinmaschinen. Beton u. Eisen 1920, Heft 2/3.

Beton und elektrischer Unfall. Von Dr. Stefan Jellinek, Privatdozent an der Universität Wien. Beton u. Eisen 1920, Heft 2/3 u. 4/5.

Über Versuche mit Steinerhaltungsmitteln. VI. Mitteil. von Prof. Dr. F. Rathgen, Chemiker bei den Staatl. Museen in Berlin. Z. f. Bauwesen 1920, Aprilheft (4.—6. Heft).

Statik und Festigkeitslehre.

Zur Berechnung der Pilzdecken. Zuschriften von Burckas und Hager in Beton u. Eisen 1920, Heft 2/3.

Die statische Berechnung schiefer Dreigelenkgewölbe. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Walter Nakonz, Berlin-Friedenau. Z. f. Bauwesen 1920, Aprilheft (Heft 4—6).

Über die Bestimmung der Sinuswerte beliebiger Winkel ohne Zuhilfenahme einer Tabelle. Von Dipl.-Ing. Otto Münchmeyer (Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 37, S. 230—232).

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Die Lehmbauweise. Die Frage: „Erfüllt die Lehmbauweise die Forderung nach Kohlenersparnis am vollkommensten?“ wird von Franz Hoffmann, Architekt in Berlin, in Erwiderung auf die Entgegnung des Reg.-Baumeisters Felix Grüneisen (Vgl. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 15, S. 131) erörtert in Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 54, S. 518.

Verbot der Ersatzbauweisen? In der Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 40, S. 292 wird ein Erlaß wiedergegeben, der die Gewährung von Bauzuschüssen bei Verwendung von Ersatzbauweisen als unsicher bezeichnet und Entscheidung von Fall zu Fall vorbehält.

Die Wiederbelebung des Fachwerkbaues in Großdeutschland. Mit vielen Abb. Holzbau Nr. 10, Beilage der D. B.-Ztg. 1920.

Eisenbeton-Ziegeldächer. Ziegeleien ohne Holz und ohne Dachstuhl. Vorführung eines 6 Jahre lang erprobten Gedankens von Ing. E. Neupert (Weißenhorn, Bayern). Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 57, S. 548—49.

Mauerstärken von Hohlsteinmauern. Von Dr.-Ing. Fritz Emperger (Beton u. Eisen 1920, Heft 1 u. 2/3).

Gußbetonhäuser. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 52, S. 414 bis 415.

Amerikanische und englische Betonhäuser. Von Frank C. Perkins, Buffalo. 3 Abb. mit kurzem Texte in Beton u. Eisen 1920, Heft 2/3.

Zementpfosten. Hinweis auf die Vorteilhaftigkeit von Z- und Vorschläge für die Gestaltung und die Herstellung. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 40, S. 293, 1. Spalte.

Wasserbau.

a) Grund- und Uferbau.

— — — —

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserbewegung.

— — — —

c) Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

Die Kanalanlagen bei Hannover. Mit 8 Abb. und 2 Blatt im Atlas von Oberbaurat Progasky †, Hannover. Z. f. Bauwesen 1920, Aprilheft (4.—6. Heft).

d) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Wehrtypen. Die mit 30 Abbildungen ausgestattete Übersicht über Wehrarten und -formen, verfaßt von Dr.-Ing. Karl Haller, Langenau-Ulm, findet in Nr. 34 des „Tiefbau" 1920 ihren Abschluß.

Über Sohlenwasserdruck bei Staumauern mit entwässerter Gründungsfläche. Z. f. Bauwesen 1919, S. 517, sowie Bemerkungen hierzu 1920, Aprilheft (4.—6. Heft).

Geologische Vorarbeiten für Wasserkraftanlagen. Von Ing. Max Singer, Dezernent für Geologie im Elektrisierungsamte der österr. Staatsbahnen. Z. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 17 (4 Seiten).

Über die in Oberösterreich in nächster Zeit zu errichtenden Wasserkraftwerke. Von Ing. F. Rosenauer, Linz. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 17. (2 Seiten.)

Die neuen Wasserkraftanlagen auf der kanadischen Seite des Niagarastromes. Von Frank C. Perkins, Buffalo. Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Nr. 17. (2 Seiten.)

Wasserkraftausnutzung durch elektrische Heizung. Von Ing. Heinrich Pollack. Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 1. (2 Seiten.)

Indische Bewässerungspläne. Kurze Mitteilung nach Eng. News-Record vom 26. II. 1920 in der Z. d. V. d. Ing. 1920, Heft 19/20, S. 384. Die englischen Pläne erstrecken sich auf das Punschab in Indien und gipfeln im Bau von Stauanlagen, Talsperren und Staudämmen. Einer davon soll 120 m Höhe erhalten. Man rechnet mit einem Kostenaufwande von 20 Mill. Pfund Sterling.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Die Sprengung mit flüssiger Luft obertags und untertags. Von Oberbaurat Rudolf Feuchtinger (Österr. Monatsschr. f. d. öffentl. Baudienst und das Berg- u. Hüttenwesen 1920, Heft 1 u. 2).

Lehmanns Patent-Stubbenzieher. Beschreibung des D. R. P. Nr. 314132 mit zwei Abb. im Tiefbau 1920, Nr. 36. Es handelt sich um eine einfache, sehr wirksame Vorrichtung zum Ausziehen von Wurzelstöcken.

Straßenbau.

Kommunale Straßenbaupolitik. Von Stadtbauinspektor Sierks, Dresden. Mit 3 Abb. im Städt. Tiefbau 1920, Heft 8, S. 59 bis 63. Die Ausführungen gipfeln in der dringenden Mahnung, neue Straßen keinesfalls breiter als unumgänglich nötig zu machen und unter Umständen bei Erneuerung der Decken bestehender Straßen die Fahrbahn zu verschmälern.

Eisenbahnbau und -Betrieb.

Eisenbahngeschwindigkeiten 1919. Überblick in Tabellenform über die Geschwindigkeiten auf den verschiedenen Linien Englands in The Engineer vom 16. I. 1920. Es zeigt sich fast durchgängig eine Verringerung der Reisegeschwindigkeit um etwa 10 v. H.

Die Rückkehr zum Privatbahnsystem in den Vereinigten Staaten von Nordamerika und das neue Eisenbahngesetz. Von Dr. Alfred v. der Leyen (Zeitschr. d. Ver. Deutscher Eisenbahnverw. 1920, Nr. 31, S. 383 bis 386 und Nr. 34 S. 393 bis 396.)

Sicherung des auf der freien Strecke tätigen Personals bei Zugfahrten auf falschem Gleise. Von Bahnmeister Eick, Unterlüß (Zeit. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1920, Nr. 34, S. 396—97).

Die Vorschriften über die Projektierung und den Bau von Seilschwebebahnen (in Österreich). Österr. Monatsschr. f. d. öffentl. Baudienst und das Berg- u. Hüttenwesen 1920, Heft 2.

Der gegenwärtige Stand der Elektrisierung unserer Staatsbahnen. Vortrag, gehalten in der Vollversammlung des österr. Ing.- und Arch.-Vereins am 27. III. 1920 von Ministerialrat Ing. Paul Dittes, Direktor des Elektrisierungsamtes der österr. Staatsbahnen. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1920, Heft 17. (9½ Seite.)

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie -Schiffbau.

Allgemeines über Eisenbeton.

Wiederherstellung der beschädigten Turmfundamente des Straßburger Münsters. Von Karl Bernhard, Berlin. Wiedergabe der geplanten Maßnahmen zur Erhaltung des Münsters. Es findet hierbei Eisenbeton in erheblichem Maße Verwendung. 4 Seiten (mit Abb.). Zentrbl. d. Bauv. 1920, Nr. 37, S. 226—230.

Eine abschreckende Beispielsammlung von Fehlern in einer Eisenbetonbalkendecke. Von Ing. Viktor Hirsch, Bauing., Wien (Beton und Eisen 1920, Heft 2/3). 1 Seite einschl. 4 Abb.

Transmissionsbefestigung an Eisenbetonbauten. Balkenversuche mit L-Schienen der Deutschen Kahneisen-Ges. Jordahl & Co., System Baurat Manz. Besprochen von Prof. Dr. Kleinlogel, Darmstadt. Beton u. Eisen 1920, Heft 2/3 u. 4/5.

Eine fugenlose Wand. Die Herstellung von Wänden mit Hilfe der Zementkanone (Mörtelgeschütz). Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 40, S. 292.

Erwärmung von Kohlen bei ihrer Lagerung. Von Dipl.-Ing. Hans Schäfer (Beton u. Eisen 1920, Heft 2/3). 1½ Spalten.

Eisenhochbau.

Die Eisenbauten städtischer Schnellbahnen. Von Ludwig Mertens, Charlottenburg. 13 Abb. „Der Brückenbau" 1920, Heft 9/10, S. 65 u. folg. Wird fortgesetzt.

Über deutsche Eisenbauanstalten und ihre Arbeitsweisen. Mit 16 Abb. und 7 Blatt im Atlas, von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Elbern, Mehlem a. Rh. (Zeitschr. f. Bauwesen 1920, Aprilheft (4.—6. Heft).

Städtischer Tiefbau und Städtebau.

Landwirtschaftliche und industrielle Tiefbauanlagen zur Sammlung und Klärung von Nutz- und Betriebswässern. Von Reg.-Baumstr. Kropf, Cassel (Beton u. Eisen 1920, Nr. 2/3. 2½ Seiten).

Holzbau.

— — — —

Kunst im Ingenieurwesen, Wirtschaftliches, Personalnachrichten, Vereinsnachrichten, Standesvertretung.

Eine Zeitstudie (im Sinne Taylors) im Tag-Bergbau. Von Ing. Kurt Österreicher (Taylor-Zeitschrift 1920, Heft 3).

Die Prinzipien der wissenschaftlichen Betriebsführung. Von Frederick Winslow Taylor. Autoris. Übersetzung von Justus Bormann. Zum ersten Male in deutscher Übersetzung veröffentlicht. Taylor-Zeitschrift 1920, Heft 1 und folg.

Die Materialgebarung im Baugewerbe. Von Dr.-Ing. Eduard Rebhan, techn. Konsulent, Wien (Taylor-Zeitschrift 1920, Heft 1).

Abbrüche von Ziegeleien in Barmen. Mitteilungen über die verhängnisvolle Entwicklung in Barmen von neutralem Standpunkte aus. Bauwelt 1920, Heft 19/20, S. 262—3.

Abbruch von Ziegeleien. Beleuchtung der verhängnisvollen Maßnahmen vom Standpunkte des Unternehmers aus. Baumarkt 1920, Nr. 21, S. 364—5.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Ausschuß für Versuche im Eisenbau.

Kurzer Bericht über die Sitzung am 5. Mai 1920 im Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde.

Die Versuchstätigkeit konnte im Jahre 1919 wieder aufgenommen werden. Eine vom Kanalbauamt Kiel veranlaßte Reihe von Knickversuchen wurde durch die Prüfung zweier schwerer, vergitterter Druckstäbe, welche den bei großen Brücken üblichen Ausführungen entsprechen, ergänzt.

Die Vervollständigung der Versuchsreihe mit vernieteten Stoßdeckungen ist zurzeit im Gange.

Die Drucklegung weiterer Versuchsberichte wurde eingeleitet, mit dem Druck des Heftes 2 A: Rudeloff „Der Einfluß der Nietlöcher auf die Längenänderung von Zugstäben und die Spannungsverteilung in ihnen", welchem die in Vorbereitung befindlichen Hefte 2 B, 3 A und 3 B folgen werden.

Die Durchführung von Knickversuchen, welche sowohl die Wahl richtiger Knickformeln, als auch Klarheit über das Verhalten gegliederter Stäbe herbeiführen sollen, wird nach wie vor die Hauptaufgabe des Versuchsausschusses bilden. Die um ein Vielfaches erhöhten Kosten der Versuche erheischen jedoch die Aufstellung eines neuen Arbeitsplanes, der zu berücksichtigen hat, daß während des Krieges im In- und Auslande neuere Knickversuche vorgenommen sind, deren Auswertung zu wertvollen Erkenntnissen führen kann. Ein aus Berliner Ausschußmitgliedern gebildeter besonderer Arbeitsausschuß soll einen Arbeitsplan ausarbeiten und die hiernach alsbald einzuleitenden Versuche überwachen.

Über neuere Versuche mit Winddruckmessungen wurde kurz berichtet. Es sollen bei der Modell-Versuchs-Anstalt für Aerodynamik in Göttingen durch Professor Prandtl Modellversuche und an einer drehbaren Luftschiffhalle durch Professor Grüning, Hannover, Winddruckmessungen vorgenommen werden. Möglicherweise bietet sich später Gelegenheit, diese Versuche und Messungen noch durch ein von Geheimrat Professor Dr.-Ing. Müller-Breslau vorgeschlagenes Verfahren zu ergänzen.

Der Ausschuß wird versuchen, mit der im Jahre 1917 ins Leben gerufenen Technischen Kommission des Verbandes Schweizer Brücken- und Eisenhochbau-Fabriken zwecks gegenseitigen Austausches der Versuchs- und Forschungsergebnisse in Verbindung zu treten.

Schließlich wurden noch merkwürdige Schäden, welche an den Knotenblechen einer 20 Jahre alten eisernen Brücke aufgetreten sind, besprochen. Es wurde festgestellt, daß das verwendete Material einwandfrei war, jedoch zeigten sich Verletzungen in der Bohrhaut der Nietlöcher, welche auf mangelhafte Bearbeitung in der Werkstätte zurückzuführen sind. Dadurch und durch das Zusammenwirken einer 6½-millionenfachen Dauerbelastung mit der an einzelnen Stellen durch unvorhergesehene Vergrößerung der Betriebslasten verursachten höheren Beanspruchung bis zu 2000 kg/qcm dürften die Schäden entstanden sein.

Es steht zu hoffen, daß alle in Betracht kommenden Behörden und Stellen die planmäßige Durchführung der hochbedeutsamen Arbeiten des Ausschusses fördern werden, und daß die Ergebnisse dieser Arbeiten dem gesamten Wirtschaftsleben zugute kommen. R.

Dichte, sehr steife, aber verhältnismäßig dünne Spundwände

hat man kürzlich beim Bau schwerer Ufermauern in Chicago verwendet, indem man die gebräuchlichen Spundwandweisen mit Holzbalken und Spundbohlen vereinigte[1]). Abb. 1 zeigt den Querschnitt einer solchen Spundwand. An die Spundwandeisen wurden schwere

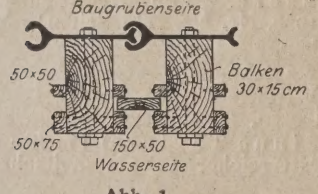


Abb. 1

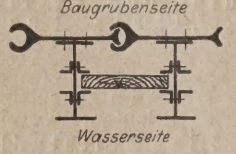


Abb. 2.

Balken angeschraubt, wobei die Bolzen in Abständen von 2 zu 2 m eingezogen wurden, auf diese Balken wurden kräftige Latten genagelt, und die so hergestellten Pfähle wurden wie üblich einzeln eingerammt. Zwischen die Latten wurden dann Spundbohlen eingetrieben, so daß sich gegenüber jeder Verbindungsstelle der Spundwandeisen eine kleine Kammer ergab, die durch Einstampfen von geeignetem Dichtungsmaterial, Lehm, Sand, Sägespänen, Asche usw. leicht und sicher gedichtet werden konnte. Die Steifigkeit dieser Spundwand erwies sich dabei so groß, daß man mit viel weniger Spreizen gegen das feste Ufer auskommen konnte, als gewöhnlich bei der hier in Betracht kommenden Tiefe der Baugrube unter dem Wasserspiegel erforderlich sind. Eine Reihe von Spreizen wurde dicht über dem Wasserspiegel angebracht und eine zweite 4 m unterhalb desselben, nachdem die Baugrube bis auf diese Tiefe ausgepumpt worden war, so daß auch die zweite und letzte Spreizenreihe im Trocknen angebracht werden konnte und Abspreizungsarbeiten unter Wasser nicht erforderlich wurden. Die insgesamt 6,7 m tiefe Baugrube war also durch Spreizen nur wenig beengt, so daß ein sehr bequemes Arbeiten möglich war. Das Einrammen der aus Balken und Spundwandeisen bestehenden Einzelteile machte an der erwähnten Stelle keine größeren Schwierigkeiten, als das von Spundwandeisen allein. Wo besonders harter Untergrund die Rammarbeiten erschweren und das Eintreiben der schweren Holzbalken in Verbindung mit den Spundwandeisen vielleicht ganz unmöglich machen würde, kann man nach Abb. 2 diese Balken durch I-Träger ersetzen, die man an den Spundwandeisen annietet. An den Stegen dieser Träger angenietete Winkeleisen nehmen dann die Spundbohlen auf. Man könnte sogar den vom Spundwandeisen abgekehrten Flansch des Trägers zum Halten der Spundbohlen mit verwenden und käme dann mit einem statt der gezeichneten zwei Winkeleisen aus, müßte dann aber etwas größere Abmessungen der einzelnen Dichtungskammern in den Kauf nehmen, die bei Ersatz der Balken durch Träger an sich schon etwas größer ausfallen.

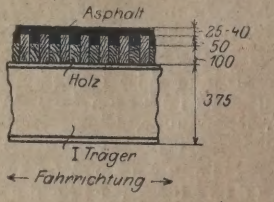
O. B.

[1]) Engineering News Record, 30. 10. 19. S. 817.

Asphaltpflaster auf eigenartiger Holzunterlage für die Fahrbahn von Brücken [1]).

Der gebräuchliche Holzbelag der Fahrbahnen von Brücken verursacht, zumal bei starkem Verkehr, außerordentlich hohe Unterhaltungskosten, gleichgültig, ob man nur doppelte oder mehrfache Beplankung auf Balkenunterlage verwendet oder ob Holzklötze auf einer Bohlenunterlage verlegt werden. Dabei sind Holzpflaster sowohl wie Beplankung meist unsauber, letztere besonders, sie neigen zur Entzündung durch weggeworfene Zigarrenreste, wenn das Wetter sehr heiß und trocken ist, und die unvermeidlichen Vibrationen des Holzbelages sind auch weder für diesen, noch für das ganze Bauwerk von Vorteil, ganz abgesehen davon, daß sie das Verkehrsgeräusch in durchaus unerwünschter Weise vermehren. Stein- oder Asphaltpflaster ist im allgemeinen dem Holzpflaster für Brückenfahrbahnen vorzuziehen, doch hat es den Nachteil verhältnismäßig hohen Gewichtes, das besonders bei Dreh- und Klappbrücken seiner Anwendung entgegensteht.

In Chicago hat man nun neuerdings ein verhältnismäßig leichtes und sowohl hinsichtlich der Anlagekosten wie in bezug auf die Unterhaltung verhältnismäßig billiges Asphaltpflaster auf eigenartiger Holzunterlage für die Fahrbahnen von Brücken verschiedener Art zur Anwendung gebracht, das auch mit Rücksicht auf den Verkehr allen billigen Ansprüchen besser genügt, als das bisher verwendete Holzpflaster verschiedener Art. Wie die beistehende Abbildung erkennen läßt, verlegt man auf den eisernen Trägern der Brücke quer zu deren Längsachse hochkant gestellte Holzbohlen, abwechselnd 5 × 10 und 5 × 15 cm, die durch kräftige Nägel in etwa 30 cm Abstand von einander eine mit der anderen verbunden und dann durch eiserne



Bolzen von 20 mm Durchmesser in Abständen von 1,2 bis 1,5 m in der Längsrichtung der Bohlen sowohl wie in ihrer Querrichtung fest zusammengehalten werden. Senkrechte Bolzen verbinden diesen, ein einheitliches festes Ganze bildenden Holzbelag mit den Flanschen der Brückenträger. Auf die gewissermaßen genutete Oberfläche dieses Holzbelages wird eine an der schwächsten Stelle, oberhalb der 15-cm-Bohlen, mindestens 25 mm starke Schicht von Stampfasphalt aufgebracht, der mit Sand, Kies und Schmirgel verschiedener Körnung gemischt wird, und man hat auf diese Weise eine Fahrbahn erhalten, die gegenüber der früheren, mit Holz in der einen oder anderen Weise gepflasterten, eine Reihe von Vorzügen besitzt. Sie bleibt sauberer, neigt nicht zu Entzündungen, verursacht weniger Geräusch und Erschütterungen, ist wasserdicht, wetterbeständig und in jeder Beziehung angenehm für Fuhrwerks- und Fußgängerverkehr. Sie besitzt eine hohe Festigkeit gegen Durchbiegung unter schwerem Verkehr und ist in Anlage und Unterhaltung billiger als Holzpflaster und kaum schwerer als dieses. Für Klappbrücken ist außerdem von entscheidender Bedeutung, daß reines Holzpflaster vielfach Wasser in solcher Menge aufnimmt, daß die Gegengewichte der Brücke im heißen Sommer verringert und in Zeiten lang dauernden Regen- oder Schneewetters vergrößert werden müssen. Die dadurch verursachten Kosten werden bei Anwendung des Holz-Asphalt-Pflasters vollkommen vermieden, da dieses nur sehr wenig Wasser aufnehmen kann.

Zwecks Herbeiführung einer guten Bindung zwischen Holz und Asphalt erhalten die Bohlen rauhe Oberflächen und werden mit dünnflüssigem Asphalt gestrichen. Eine Mischung aus 60 vH Gußasphalt, 30 vH Sand und 10 vH grobem Schmirgel ergab eine sehr harte,

[1]) Engineering News Record, 13. 11. 19. S. 866.

während sechsmonatlichen starken Verkehrs sich bewährende Oberschicht, doch hat sich die Stärke von nur 25 mm an der schwächsten Stelle für starken Verkehr als zu gering erwiesen. Bei Stampfasphalt ohne Schmiergel und 37 mm Mindeststärke der Schicht, in welche außerdem noch Granitsplitt eingewalzt wurde, erwies sich die Haltbarkeit als größer. 11 vH Stampfasphalt mit 89 vH Sand und Stein verschiedener Körnung der mit heißem Eisen eingestampft wurde, zeitigte ebenfalls zufriedenstellende Ergebnisse, doch hielt die Masse die später eingewalzten Granitsplitter nicht genügend fest. Mit 8,5 vH Stampfasphalt, 9,5 vH Zement, 25 vH Stein verschiedener Körnung und 57 vH Sand hofft man auch nach dieser Richtung hin bessere Ergebnisse zu erzielen. O. B.

Gasschlacken-Bausteine.

Die Nutzbarmachung der in den Gasanstalten abfallenden Schlacken ist ein dringendes Bedürfnis. Die Stadt Berlin verarbeitet in 4 Schlackensteinfabriken die Schlacken ihrer Gaswerke zu Schlackenbausteinen. Sie wendet als Bindemittel Portlandzement an und erreicht bei einem Mischungsverhältnis 1 : 10 35—40 kg/qcm Bruchfestigkeit, was für Hochbauzwecke durchaus genügt. Vorteilhaft ist, daß die Berliner Schlacken geringen Schwefelgehalt haben. Bei höherem Schwefelgehalt empfiehlt es sich, die Schlacken vor der Verwendung im Freien längere Zeit zu lagern. (Vgl. Tonind.-Ztg. 1920 Nr. 61.) Kze.

Unterhaltungskosten steinerner Brücken

werden zwar stets als sehr niedrig bezeichnet, sind aber kaum veröffentlicht. Vielleicht sind deshalb noch heute die nachfolgenden Zahlen der Mitteilung wert, die vor etwa 20 Jahren Amtsingenieur Bassoe in Teknisk Ugeblad veröffentlicht hat. Es handelt sich um 6 Bruchsteinbrücken, die in Kalkmörtel gemauert waren, und zwar ohne Glattstrich auf den Gewölberücken. Alle Brücken liegen im Amt Stavanger. Die Kosten sind berechnet in Kronen.

Name der Brücke	Erbaut im Jahre	Länge m	Breite m	Zahl der Öffnungen	Erbauungskosten Kr.	Unterhaltungskosten Kr.
Moibrücke	1844	14,3	4,60	1	7200	309
Svalestadbrücke .	1840—42	34,1	4,80	3	9196	824 *)
Hoellelandsbrücke	um 1845	33,8	4,45	3	rd 8500	179
Hestevadbrücke .	1851	56,8	4,30	6	6400	Keine
Vanlebrücke . . .	1856	48,5	4,30	5	8000	205
Skaevelandbrücke	1852	36,5	4,65	4	10325	Keine

*) Einschl. der Instandhaltung der drei hölzernen Eisbrecher.

Die Brücken haben also in 50 Jahren knapp 3 vH der Baukosten für ihre Unterhaltung erfordert oder 0,06 vH der Bausumme im Jahr. Nicht eingerechnet sind die Kosten des Anstrichs der eisernen Geländer. M.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die verlängerte Schutzdauer von Patenten.

Von Geh. Reg.-Rat Wernekke.

Um gewisse Härten zu beseitigen, die zum Teil dadurch entstanden sind, daß während des Krieges zwar Patentgebühren bezahlt werden mußten, Patente aber nicht in einer ihrer wirtschaftlichen und technischen Bedeutung entsprechenden Weise haben ausgenutzt werden können, hat die Nationalversammlung das Gesetz, betreffend eine verlängerte Schutzdauer bei Patenten und Gebrauchsmustern, sowie die Einsetzung in den vorigen Stand in dem Verfahren vor dem Reichs-Patentamt (vom 27. April 1920, bekannt gemacht im Reichsgesetzblatt vom 30. April 1920) beschlossen.

Bei Patenten, für die die obengenannte Bedingung zutrifft, wird die gesetzliche Dauer des Schutzes auf Antrag des Inhabers derart verlängert, daß der Zeitraum vom 1. August 1914 bis einschl. 31. Juli 1919, soweit er in die gesetzliche Dauer fällt, nicht auf sie angerechnet wird. Fällt der Anfangstag des Schutzes in diesen Zeitraum, so gilt der Zeitabschnitt bis zum Beginn des auf den 31. Juli 1919 folgenden nächsten Jahrestages des Anfangs als erstes Patentjahr.

Für Patente, die bei Inkrafttreten des Gesetzes erloschen sind, ist der Antrag auf Verlängerung des Schutzes innerhalb einer Frist von zwei Monaten, im übrigen innerhalb einer solchen von sechs Monaten nach Inkrafttreten des Gesetzes beim Reichs-Patentamt zu stellen. Zugleich ist eine Gebühr von 60 M einzuzahlen; bei Nichtzahlung der Gebühr gilt der Antrag als nicht gestellt. Der Antrag muß die Angabe der die Verlängerung begründenden Tatsachen und die Mittel zu ihrer Glaubhaftmachung enthalten.

Zur Entscheidung derartiger Anträge werden beim Reichspatentamt für jedes Fachgebiet besondere Ausschüsse gebildet; je zwei von ihren drei Mitgliedern sollen auf dem in Betracht kommenden Gebiet sachverständig sein, eins der technischen Mitglieder braucht nicht Mitglied des Reichspatentamts zu sein. Der Ausschuß entscheidet nach freiem Ermessen. Auf Antrag ist der Antragsteller vor der Entscheidung zu hören. Das Verfahren ist geheim, etwa zugezogene Sachverständige sind zur Geheimhaltung der ihnen hierbei bekannt werdenden Tatsachen verpflichtet. Die Entscheidung des Ausschusses ist endgültig. Die Anordnungen zur Bildung dieser Ausschüsse und die Regelung ihres Geschäftsgangs ist durch die Ausführungsbestimmungen vom 8. Mai 1920 (bekannt gemacht im Reichsgesetzblatt vom 12. Mai 1920) dem Präsidenten des Reichspatentamts übertragen worden.

Die Verlängerung ist im Reichsanzeiger zu veröffentlichen.

Schutzrechte, die wegen Nichtzahlung der Gebühr oder durch Zeitablauf in dem Zeitraum zwischen dem 1. August 1914 und dem 31. Juli 1919 einschließlich, erloschen sind, treten, wenn die Verlängerung beschlossen wird, wieder in Kraft. Die in diesem Zeitraum eingetretene Fälligkeit einer Gebühr ist ohne Wirkung. Eine Gebühr, die für ein in dieser Zeit begonnenes Patentjahr gezahlt worden ist, wird auf das in der Zählung entsprechende Patentjahr der Folgezeit angerechnet. Die Rückzahlung ist ausgeschlossen. Gebühren, die zwischen dem 31. Juli 1919 und dem Tage der Zustellung der Entscheidung fällig werden, sind innerhalb sechs Wochen nach dieser Zustellung oder innerhalb weiterer sechs Wochen mit einem Zuschlag von 10 M, also mit demselben Zuschlag zu zahlen, der auch für die Zahlung der Gebühren im regelmäßigen Verfahren vorgeschrieben ist.

Ähnlich wie das Patentgesetz ein Vorbenutzungsrecht an einer durch Patent geschützten Erfindung kennt, enthält das neue Gesetz eine Bestimmung über das Weiterbenutzungsrecht für eine Erfindung, wenn diese vor dem 1. April 1920, nachdem das Schutzrecht erloschen war, im Inlande von einem anderen in Benutzung genommen oder die zur Benutzung erforderlichen Veranstaltungen getroffen sind.

Lizenzverträge, die im Zeitpunkt des Eintritts der Verlängerung noch nicht erloschen waren, laufen mit der ursprünglichen gesetzlichen Dauer des Schutzrechts ab, falls sich aus dem Vertrag kein früherer Ablauf ergibt. Der Lizenznehmer kann jedoch eine Verlängerung der Lizenz verlangen. Kommt über Leistung und Gegenleistung keine Einigung zustande, so wird sie im Rechtsweg festgesetzt. Das Gleiche gilt für den Fall, daß das verlängerte Schutzrecht erloschen war. Der Anspruch kann nur bis zum Ablauf von drei Monaten nach der Veröffentlichung der Verlängerung im Reichsanzeiger geltend gemacht werden.

Der Erlaß von Ausführungsbestimmungen zu dem vorstehend wiedergegebenen Gesetz ist dem Reichsminister der Justiz übertragen; er kann auch bestimmen, — was er mittler-

weile getan hat — daß vorübergehend die im Patentgesetz vorgesehene Möglichkeit der Zahlung von Gebühren vor Eintritt der Fälligkeit beseitigt wird, wodurch jedenfalls der Ausnutzung des jetzigen Standes der deutschen Währung von seiten ausländischer Anmelder und Patentinhaber zu ungunsten des Deutschen Reichs ein Riegel vorgeschoben werden soll. Zu den Bestimmungen des Patentgesetzes, die der Minister außer Kraft setzen kann, gehörtauch die, daß nicht fällig gewordene Gebühren für Patente, auf die verzichtet wird, oder die für nichtig erklärt oder zurückgenommen werden, zurückzuzahlen sind. Ist eine Patentgebühr nicht innerhalb von sechs Wochen nach der Fälligkeit entrichtet, so benachrichtigt nach dem Patentgesetz das Patentamt den Patentinhaber hiervon, der die Gebühr dann innerhalb weiterer sechs Wochen mit dem schon erwähnten Zuschlag von 10 M zahlen kann. Aus dem Unterbleiben der Benachrichtigung erwachsen allerdings keine Rechtsfolgen, doch gibt das neue Gesetz immerhin dem Reichsminister der Justiz das Recht, anzuordnen, daß diese Benachrichtigung vorübergehend unterbleibt. Von diesem Recht hat er durch die schon genannten Ausführungsbestimmungen Gebrauch gemacht.

Die Bestimmungen über die verlängerte Schutzdauer bei Patenten gilt entsprechend auch für Gebrauchsmuster.

Das Patentgesetz kennt eine Wiedereinsetzung in den früheren Stand nicht; wenn eine der durch das Gesetz vorgeschriebenen Fristen versäumt war, gab es keine Möglichkeit, die dadurch hervorgerufenen Rechtsfolgen wieder zu beseitigen. Auf Grund der Befugnisse, die dem Bundesrat durch das Gesetz über die Ermächtigung zu wirtschaftlichen Maßnahmen vom 4. August 1914 verliehen worden war, hatte dieser mit Verordnung vom 10. September 1914 bestimmt, daß eine Wiedereinsetzung in den früheren Stand zulässig ist, wenn infolge des Kriegszustands die Einhaltung einer Frist, deren Versäumung einen Rechtsnachteil zur Folge hat, unmöglich war. Diese Bestimmung ist durch den Schlußsatz des neuen Gesetzes noch insofern erweitert worden, als außer dem Kriegszustand auch noch „Naturereignisse oder andre unabwendbare Zufälle" zur Begründung des Antrages auf Wiedereinsetzung in den früheren Stand angeführt werden können. Damit ist die Möglichkeit, die Rechtsfolgen einer versäumten Frist zu beseitigen, auch auf die Friedenszeit ausgedehnt.

Die Erhöhung der Roheisenpreise am 1. 4. 1920.

Der Roheisenverband hat, wie wir hören, seine Verkaufspreise mit Rückwirkung ab 1. April abermals erhöht. Es kosten demnach die Tonne: Hämatiteisen 2338 M, Gießereiroheisen I 1776 M, Nr. III 1775 M, alles Frachtgrundlage Oberhausen. (Bei Frachtgrundlage Frankfurt a. M. notieren die 3 genannten Sorten 2435 M, 1873 M und 1872 M). Siegerländer Zusatzeisen notiert künftig 1671,50 M bis 1686,50 M (Frachtgrundlage Siegen). Im Vergleich mit einigen früheren Zeitpunktenstellen sich nunmehr die Preise wie folgt:

Entwicklung der Roheisenpreise

(pro Tonne)	Vor d. Kriege	1. 1. 19	1. 4. 19	1. 10. 19	1. 12. 19	1. 1. 20	1. 4. 20
Hämatit	79.50	314.50	366.50	733.50	1171.50	1718.50	2338.—
Gießereir. I	75.50	250.—	340.—	652.50	914.50	1324.50	1776.—
„ III	70.50	249.—	339.—	651.50	913.50	1323.50	1775.—
Stahleisen	69.—	240.—	303.50	577.—	826.—	977.—	1671.50
Spiegeleisen	75.—	250.—	330.—	626.—	896.—	1017.—	?

(Nach Frkftr. Ztg.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben, s. Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 15. 4. 1920.

Kl. 19 a, Gr. 26. S 47 022. Christer Peter Sandberg, London; Vertreter: Patentanwälte Max Wagner und G. Lemke, Berlin SW. 11. Verfahren und Vorrichtung zum Härten der Köpfe oder sonstiger Abnutzungsflächen von Schienen u. dgl. durch Erhitzen und nachfolgendes Abkühlen. 7. VIII. 17. Britische Priorität vom 4. X. 16 und vom 29. XI. 16.

Kl. 20 f, Gr. 20. R 49 155. James Bernard Regan, New York, Ver. St. v. NA.; Vertreter: Patentanwalt R. H. Korn, Berlin SW. 11. Behälterventil für automatische Zugkontrollsysteme. 24. XII. 19.

Kl. 20 f, Gr. 20. R 49 156. James Bernard Regan, New York, Ver. St. v. NA.; Vertreter: Patentanwalt R. H. Korn, Berlin SW. 11. Bremsrohrventil für automatische Zugkontrollsysteme. 24. XII. 19.

Kl. 20 i, Gr. 17. B 87 576. Gustav Breucker, Bochum, Fürstenstr. 3. Vorrichtung zum Stellen der Straßenbahnweichen vom Wagen aus. 9. X. 18.

Kl. 20 i, Gr. 44. W 54 542. Robert Wagener, Witten a. d. Ruhr, Bergstr. 10. Knallsignaleinrichtung. 10. II. 20.

Kl. 37 a, Gr. 4. V 14 166. Alban Vetterlein, Leipzig-Gohlis, Wilhelmstr. 46. Plattenwand. 29. IV. 18.

Kl. 37 f, Gr. 3. M 61 612. A. F. Malchow, Leopoldshaller Dachpappen-, Holzzement- und Tektolith-Fabrik, Leopoldshall-Staßfurt. Verfahren zur Herstellung einer öldichten Auskleidung von Betonbehältern. 25. VII. 17.

Kl. 42 c, Gr. 6. H 79 137. Dipl.-Ing. Fritz Hartmann, Berlin, Luitpoldstr. 19. Meßfernrohr mit horizontaler Kippachse. 28. XI. 19.

Kl. 65 a, Gr. 53. M 63 116. Friedrich Wilhelm Meyer, Hameln a. W. Vorrichtung zum Schleppen von Schiffen auf Wasserstraßen mittels eines auf einer Seilbahn laufenden Schleppwagens und eines mit dem Schleppwagen zu kuppelnden Wandertaues. 29. IV. 18.

Kl. 84 a, Gr. 3. H 73 152. Haniel & Lueg, G. m. b. H., Düsseldorf-Grafenberg. Antrieb für Schleusenschiebetore. 16. XI. 17.

Kl. 84 c, Gr. 2. Sch 47 454. Paul Schmidt, Hamburg, Alsterdorfer Str. 109. Verfahren zum Absenken von Vortreibrohren zur Herstellung von Ortpfählen aus Beton oder Eisenbeton. 29. VI. 14.

Kl. 84 c, Gr. 4. D. 35 088. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Dortmund, Rammpfahlzange. 24. X. 18.

Kl. 84 c, Gr. 4. D 35 577. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Dortmund. Rammpfahlzange nach Pat.-Anm. D 35 088, Zusatz zu Anm. D 35 088. 14. III. 19.

Kl. 85 b, Gr. 1. F 42 171. Dr. G. Freist, Leipzig, Nonnenmühlengasse 8, und Dr. Friedrich Freist, Kiel. Verfahren zur Beseitigung des im Wasser enthaltenen Luftsauerstoffs. 1. VIII. 17.

Kl. 85 c, Gr. 6. St 30 909. Theodor Steen, Charlottenburg, Knesebeckstr. 77. Verfahren und Vorrichtung zum Entfernen von Dickschlamm anorganischer Zusammensetzung aus den nach unten sich verjüngenden Klärtaschen von Klärteichen. 15. XII. 17.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. IV. 20.

Kl. 20 a, Gr. 12. G 49 797. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Seilbahn. 8. XII. 19.

Kl. 20c, Gr. 2. B 91 443. Karl Otto Büttner, Sinsen. Vorrichtung zum Verstauen von Stückgütern in Transportwagen. 31. X. 19.

Kl. 20 g, Gr. 1. E 23 790. Prvni Ceskomoravská továrna na stroje v Praze (Erste Böhmisch-Mährische Maschinenfabrik in Prag); Vertreter: Patentanwalt Mintz, Berlin SW. 11. Drehscheibe. 5. III. 19. Österreichische Priorität vom 15. I. 17.

Kl. 20 i, Gr. 33. D 37 006. Joseph John Daniels, Surbiton, Surrey, England; Vertreter Patentanwälte Fr. Meffert und Dr. L. Sell, Berlin SW. 68. Selbsttätige Sicherung für Eisenbahnzüge u. dgl. 19. I. 20. Britische Priorität vom 27. XII. 17.

Kl. 35 b, Gr. 1. D 36 280. Charles Dorel, Les Martres de Veyre, Frankreich; Vertreter: Patentanwalt Ph. Friedrich, Berlin W. 9. Kran, bei dem das Heben der Last und das Fahren der Katze durch denselben Seiltrieb erfolgt. 15. VIII. 19. Französische Priorität vom 31. III. 19.

Kl. 37 a, Gr. 2. D 35 044. Anton Drexler, Wien; Vertreter: Patentanwalt R. H. Korn, Berlin SW. 11. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonrippendecken mit vorher angefertigten Rippenträgern. 16. X. 18. Österreichische Priorität vom 13. VI. 18.

Kl 37 d, Gr. 32. O 10 722. Ornacit-Fassadenputz Patent-Verwertungs-Gesellschaft m. b. H., Berlin-Lankwitz. Verfahren zur Herstellung eines Putzes. Zusatz zu Patent 307 547. 24. VIII. 18.

Kl. 65 b, Gr. 1. B 87 950. Carl Brandt, Unternehmung für Eisenbetonbau, Düsseldorf. Verfahren zum Vermindern der Unterwasserarbeiten bei dem Bau von Hellingen und Schiffsaufzügen. 6. XII. 18.

Kl. 70 e, Gr. 8. B 90 770. Karl Bartoschek, Neustadt. O.-Schl. Vorrichtung zum Ziehen von Linien. 12. IX. 19.

Kl. 70 e, Gr. 9. G 47 835. Dipl.-Ing. Hans Josef Goebbel, Berlin, Frankenstr. 11. Reißschienenkopfführung. 25. II. 19.

Kl. 78 c, Gr. 15. W 49 542. Wilhelm Weber, Hayingen, Lothr.; Vertreter: Patentanwalt E. Peitz, Berlin SW. 68. Sprengmittel. 25. VII. 17.

Kl. 78 c, Gr. 18. W 49 554. Wilhelm Weber, Hayingen, Lothr.; Vertreter: Patentanwalt E. Peitz, Berlin SW. 68. Sprengmittel aus flüssiger Luft. 28. VII. 17.

Kl. 78 e, Gr. 18. W 50 010. Wilhelm Weber, Hayingen, Lothr., Vertreter: Patentanwalt E. Peitz, Berlin SW. 68. Sprengladung aus flüssiger Luft. 12. XI. 17.

Kl. 78e , Gr. 5. W 49 565. Wilhelm Weber, Hayingen, Lothr.; Vertreter: Patentanwalt E. Peitz, Berlin SW. 68. Aus Kohlenwasserstoff und flüssiger Luft bestehende Sprengpatrone. 2. VIII. 17.

Kl. 80 c, Gr. 12. M 59 240. Franz Müller, Elbingerode, Harz. Ovaler Schachtofen zum Brennen von Kalk u. dgl. 6. III. 16.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. IV. 1920.

Kl. 37 f, Gr. 8. B 84 769. Ernst Adolf Bernhard, Berlin, Fasanenstraße 35. Tor für Flugzeughallen. 14. VI. 17.

Kl. 42 c, Gr. 4. T 22 281. Hieronymus Totschnig, Lienz, Tirol; Vertreter: Patentanwälte Apitz u. Reinhold, Berlin SW. 11. Feldmeßinstrument. 25. IX. 18. Österreichische Priorität vom 8. IX. 17.

Kl. 81 e, Gr, 32. Sch 54 009. Alois Schlauf, Groß-Räschen. Verfahren zum Fördern des Abraums beim Verbreitern hoher Halden. 1. XI. 18.

Kl. 84 c, Gr. 4. M 58 657. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen. Dampfzuführungsrohr für Dampframmen. 19. X. 15.

Kl. 84 c, Gr. 4. M 64 275. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen. Mehrteiliges, als Gelenkrohr ausgebildetes Dampfzuführungsrohr für Dampframmen nach Patentanmeldung M 58 657; Zusatz zur Anmeldung M 58 657. 27. XI. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. IV. 1920.

Kl. 20 i, Gr. 11. E 24 803. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., Akt.-Ges., Braunschweig. Elektrische Antriebvorrichtung für Weichen, Signale u. dgl. mit Druckknopfsteuerung. 26. I. 20.

Kl. 20 i, Gr. 15. B 93 013. Paul Bednarz, Crengeldanz bei Witten, Bez. Dortmund. Vorrichtung zum Einstellen der Straßenbahnweichen. 24. II. 20.

Kl. 20 k, Gr. 9. A 32 396. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Kettenfahrleitung. 16. X. 19.

Kl. 37 b, Gr. 3. K 65 962. Otto Kilp, Dresden, Ostbahnstr. 12. Eisenbetonbaukörper. 6. IV. 18.

Kl. 37 d, Gr. 40. K 70 640. Joseph Kaufmann, Attendorn. Vorrichtung zum Ausfugen von Mauern. 18. X. 109.

Kl. 42 c, Gr. 4. B 89 332. Albert Berg, Hönefoß, Norwegen; Vertreter: Patentanwalt M. Mintz, Berlin SW. 11. Winkelmeßinstrument. 5. V. 19. Norwegische Priorität vom 28. VI. 18.

Kl. 42 c, Gr. 39. H 79 135. Dipl.-Ing. Fritz Hartmann, Berlin, Luitpoldstr. 19. Meßfernrohr mit Zielkreuz. 28. XI. 19.

Kl. 80 a, Gr. 46. B 88 048. Ernst Bangert, Fürstenwall 232 und Julius Wilhelm Heinrichs, Steinstr. 48, Düsseldorf. Vorrichtung zur Herstellung von Betonsteinen. 20. XII. 18.

Kl. 80 b, Gr. 10. L 41 407. M. Emile Leblanc und Dipl.-Ing. Kurt Gerson, Paris; Vertreter: Patentanwalt Sachse, Berlin SW. 61. Verfahren zur Herstellung dampfgehärteter Kunststeine. 12. II. 14.

Kl. 85 c, Gr. 6. B 88 918. Karl Buchner, München, Hildegardstr. 22. Vorrichtung zur Reinigung von Abwässern, bestehend aus Klärraum und darunter liegendem Faulraum. 28. III. 19.

Kl. 85 c, Gr. 6. B 90 251. Karl Buschardt, Cuxhaven, Wernerstr. 4. Abwasserkläranlage mit zwischen Klär- und Schlammfaulraum liegendem Frischschlammraum. 4. VIII. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. IV. 1920.

Kl. 5 c, Gr. 2. 322 136. Albert Notzny, Gleiwitz, Wilhelmstr. 13. Verfahren zum Gefrieren wasserführender Schichten im Bergbau durch Einführen tiefsiedender Flüssigkeiten. 11. XII. 14. N 15 639.

Kl. 5 d, Gr. 9. 322 137. Karl Partsch und Otto Lindner, Hindenburg, O. S. Verfahren zum Fördern von festen Stoffen, z. B. Spülversatzgut, mittels Druckwasser. 27. III. 19. P 37 581.

Kl. 19 a, Gr. 26. 322 038. Th. Goldschmidt, A.-G., Essen. Verfahren, Ersatzstücke u. dgl. in Gleise einzulegen. 23. VII. 18. G 46 916.

Kl. 19 a, Gr. 28. 322 296. Wilhelm Hempel, Essen-Huttrop. Gleishebebock mit einem von einer Schraubenspindel beeinflußten drehbaren Doppelhebel. 28. V. 19. H 77.185.

Kl. 20 i, Gr. 36. 322 199. Wilhelmshütte, Akt.-Ges. für Maschinenbau und Eisengießerei, Altwasser, Schles. Blockschalteranlage für selbsttätige elektromagnetische Teilstreckenblockung und -entblockung. 30. XII. 17. W 50 223.

Kl. 37 d, Gr. 32. 322 186. John Layng McKim, London; Vertreter: Patentanwalt E. W. Hopkins und M. Neubart, Berlin SW. 14. Mundstück für eine Mörtelauftragmaschine mit Druckluftbetrieb. 26. IV. 17. M 61 218.

Kl. 37 f, Gr. 7. 322 265. Dr.-Ing. Karl Mautner, Düsseldorf, Immermannstr. 68. Bauweise zur Verhütung von Rissebildungen bei Bauten im Bergbausenkungsgebiet. 20. X. 18. M 64 165.

Kl. 80 a, Gr. 48. 322 131. Rudolf Seydel, Wien; Vertreter: Patentanwalt Dr. Haußknecht, Berlin W. 57. Verfahren zur Herstellung von Balken. 24. VII. 18. S 48 685. Österreichische Priorität vom 3. VI. 18.

Kl. 80 b, Gr. 19. M 322 132. Hermann Thiede, Kyritz, Ostprignitz. Verfahren zur Herstellung von verputzfähigen Gipsplatten und -dielen. 23. VII. 18. T 22 159.

Kl. 84 b, Gr. 1. 322 284. Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgart, Karlstr. 3. Vorrichtung zum Heben von Schiffströgen mit Hilfe rollender Gegengewichte. 8. I. 19. B 88 147.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. IV. 1920.

Kl. 19 a, Gr. 30. 322 394. Paul Weller, Leipzig-Schleußig, Rochlitzstr. 17. Druckluftschwellenstopfer. 4. IV. 19. W 52 349.

Kl. 20 a, Gr. 12. 322 611. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg. A.-G., Nürnberg. Sicherheitsvorrichtung gegen das Entgleisen von Hängebahnwagen. 6. XII. 18. M 64 411.

Kl. 20 k, Gr. 9. 322 486. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Fahrleitung für elektrische Bahnen mit übereinander angeordneten Fahrdrähten. 5. VI. 15. S 43 977.

Kl. 37 b, Gr. 3. 322 489. Karl Kübler, Bauunternehmung, Stuttgart-Göppingen. Gelenkartig wirkende Knotenpunktsausbildung in Holz; Zusatz zu Patent 310 537. 20. VIII. 18. K 66 965.

Kl. 38 b, Gr. 2. 322 400. Bernhard Lang, Freiburg i. Br. Vorrichtung zur Bearbeitung des Zopfes von Stangen und Masten aus Holz. 24. IX. 18. L 47 177.

Kl. 65 a, Gr. 3. 322 420. Dr.-Ing. Fritz Edler, von Emperger, Wien; Vertreter: Patentanwälte Meffert und Dr. Sell, Berlin SW. 68. Verfahren zum Umwenden von kieloben hergestellten Eisenbetonschiffen beim Stapellauf in die aufrechte Schwimmlage. 13. VIII. 18. E 23 383. Österreichische Priorität vom 14. XII. 17.

Kl. 70 e, Gr. 10. 322 477. Wilhelm Mallin, Mölln, Lauenburg. Zeichendreieck. 25. VII. 18. M 63 651.

Kl. 85 a, Gr. 7. 322 541. Deutsche Filtercompagnie G. m. b. H., Berlin. Verfahren zur Entfernung des Mangans und des Eisens aus mangan- und eisenhaltigem Wasser; Zusatz zu Patent 319 605. 13. III. 12. D 26 647.

Kl. 85 e, Gr. 17. 322 435. Carl Billand, Kaiserslautern, Rheinpf. Rückstauverschluß im Nebenschacht von Sinkkästen mit über der Rückschlagklappe angeordnetem, durch Spindel zu bewegendem Verschlußventil. 4. V. 19. B 89 305.

Kl. 88 b, Gr. 3. 322 684. Walter Röhlke, Hannover, Georgstr. 50. Kraftanlage zur Ausnutzung von Ebbe, Flut und Brandung. 14. VI. 19. R 47 786.

C. Auszüge aus Patentschriften.

Kl. 85 c, Gr. 6. 273 794. Deutsche Abwasser-Reinigungs-Ges. m. b. H., Städtereinigung, Wiesbaden. Vorrichtung zur mechanischen Reinigung von Abwässern mit in dem Schlamm- oder Faulraum liegenden Absitzraum. Patentiert im Deutschen Reiche vom 18. II. 1913 an[1]).

Die Erfindung bezieht sich auf Kläranlagen mit gegenüberliegendem Ein- und Ausfluß und betrifft eine Vorrichtung, bei welcher unter dem Wasserspiegel ein Absitzbecken eingebaut ist, damit die Sinkstoffe z. B. durch Schlitze am Boden und die Schwimmstoffe z. B. durch Schlitze, die an der Überdachung des Absitzbeckens angebracht sind, in den Schlammraum gelangen, in welchem sie völlig ausfaulen oder verflüssigt werden.

[1]) Österreichisches Patent Nr. 69069.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Sparsames Bauen. Druckschrift Nr. 4. Herausgegeben vom Reichskommissar für Wohnungswesen. Mit 118 Abb. Verlag W. Ernst & Sohn. Geh. 7.— M.

Der Zweck der kleinen Schrift (96 Seiten) ist, einem weiten Kreise die Erfahrungen von Versuchen zugänglich zu machen, die die augenblickliche Baustoffnot durch Anwendung von Ersatzstoffen und durch Wiederaufnahme älterer, z. Zt. außer Gebrauch gekommener Bauarten gemildert werden kann. In einem ersten Teil: Allgemeine Richtlinien, werden u. a. zweckmäßige Mischungsverhältnisse auf dem Gebiet des Betonbaues, die Zement ersparend und den Wärmeschutz vergrößernd wirken sollen, mitgeteilt. Namentlich kommt hier eine Zufügung von Traß und die Verwendung von Schlacke in Frage. Leider sind bei der Behandlung der Traßfrage dem Verfasser eine Anzahl Unrichtigkeiten unterlaufen, die im Interesse der bedeutsamen Stellung, die gerade dieser Baustoff im Bauen der Zukunft spielen dürfte, nicht unwidersprochen bleiben können und bei einer genauen Kenntnis der Verhältnisse des Traßgebietes und der Wirkungsart dieses Baustoffes sich wohl hätten vermeiden lassen, die aber namentlich bei einer Veröffentlichung schwer wiegen, die, wie die vorliegende, gewissermaßen einen öffentlichen Charakter trägt. Wenn auf Seite 5 der Broschüre ausgeführt wird, daß „die Traßbrüche im Nette- und Brohltale vor der Erschöpfung stehen", so muß ein derartiges Urteil jeden Kenner der Verhältnisse in hohem Maße in Erstaunen versetzen. Richtig ist freilich, daß im Laufe der Jahrhunderte die Lager im Brohltale fast erschöpft sind, daß von hier meist nur wenig guter „Bergtraß" angeboten wird; ebenso richtig ist aber, daß die vorzüglichen Lagerstätten im Nettetal noch auf Jahrhunderte ausreichen dürften und hier in gewaltigen Massen ein Traß ansteht, der in Güte und Ausnutzungsfähigkeit seinesgleichen an keiner Stelle im trachytischen Tuffgesteingebiete und überhaupt in Deutschland wiederfindet. Ob ferner die in der Broschüre erwähnten Leucitphonolith-Tuffsteinbrüche bei Ettringen in der Eifel und die mehr basaltischen Tuffgesteine des bayerischen Ries bzw. das aus ihnen gewonnene Steinmehl gleichwertig dem Nettetaltraß sind und deshalb mit letzterem überhaupt auf eine Stufe gestellt werden dürfen, ist eine zurzeit noch viel umstrittene Frage, die erst durchneuerdings eingeleitete große Versuchsreihen im Groß-Lichterfelder Materialprüfungsamt einer Klärung zugeführt werden soll. Wenn dann an obiger Stelle in der Broschüre weiter steht: „Der vulkanische Tuff erhält durch Feinmahlung hydraulische Eigenschaften, die nach Beimischung von Kalk in Wirksamkeit treten" und „Die Ursache hierfür ist bisher wissenschaftlich nicht aufgeklärt", so ist auch diese Darstellung nicht einwandfrei und nicht zutreffend. Seine hydraulischen Eigenschaften hat der Traß von Natur aus in sich, und zwar bereits in der Form als Gestein; er erhält sie also nicht erst durch den rein mechanischen Vorgang des Feinmahlens. Durch einen solchen kann wohl die Wirkung als Abbindefaktor eine gewisse Steigerung erfahren, niemals aber kann die hydraulische Fähigkeit als solche hierdurch hervorgerufen werden. Auch ist dort schon seit langem durch grundlegende Arbeiten des Dr.-Ing. e. h. Hambloch und zudem in neuester Zeit durch die umfangreichen Untersuchungen des Geheimen Bergrats Prof. Dr. Brauns von der Universität Bonn Licht in die hydraulische Wirkung des Trasses gebracht und in wissenschaftlich einwandfreier Weise nachgewiesen worden, daß Traß verbindungsfähige „freie" Kieselsäure enthält, daß sein Glas Eigenschaften angenommen hat, durch die es reaktionsfähig geworden ist, daß zudem aber hier auch ein kolloidaler Zustand mitspricht und gerade die Verbindung dieses mit der freien Kieselsäure die unübertroffene Wirkung des Trasses als hydraulisches Bindemittel zur Folge hat. Wenn dann weiter in der Broschüre gesagt ist, daß der Traß nur mit Kalk zusammen verwendet werden könne, so bedarf auch dies insofern einer Ergänzung, als (wie an anderer Stelle weiterhin nur kurz angedeutet ist) bekanntlich Traß sich auch in Verbindung mit einem kalkreichen Zement ausgezeichnet als „Streckungsmittel" bewährt und zudem in mancher Hinsicht dessen Festigkeitseigenschaften und elastisches Verhalten günstig beeinflußt hat. Gerade für das sparsame Bauen im Betonbau jeder Art hat der Zusatz von Traß eine nicht hoch genug zu schätzende Bedeutung, ein Umstand, der auch heute in der baulichen Praxis schon vielseitig Beachtung gefunden hat und auch in der vorliegenden Broschüre eine eingehendere Behandlung verdient haben würde.

In den weiteren Ausführungen wird besonderer Wert auf die Frage der Wärmedurchlässigkeit der Mauern mit Luftschichten und aus den verschiedensten Stoffen gelegt. In ersterer Hinsicht ist die durch Versuche bestätigte Erfahrung von Bedeutung, daß es keine wesentlichen Vorteile bietet, die Luftschichten breit zu machen, da die Wirkung den Raumaufwand nicht ausgleicht. In zweiter Beziehung wird neben der Wärmeleitfähigkeit für die Wahl des zweckmäßigsten Baustoffes das Wärmeaufspeicherungsvermögen der Wände, durch die Strahlung der Wärme, eine ausschlaggebende Bedeutung haben. Hier kommt weiter die für die erste Austrocknung der Mauern zwar willkommene, sonst aber nicht allgemein angenehme Luftdurchlässigkeit der Wände und deren Bekämpfung durch geeignete Schutzmittel in Frage. Auf alles das geht im Zusammenhange Teil 1 der Broschüre ein.

Der zweite Teil befaßt sich zunächst mit Ziegelmauerwerk aus gebrannten Ziegeln und kommt hier zu dem Ergebnis, daß die Herstellung von Kleinhäusern aus vollem Ziegelmauerwerk in der nächsten Bauzeit im allgemeinen als eine unstatthafte Vergeudung angesehen werden muß, die durch die zuständigen Aufsichtsorgane tunlichst zu unterbinden und durch Sparmethoden zu ersetzen sei. An Stelle der Vollsteine haben zu treten je nach Ort- und Transportverhältnissen, Lochziegel, Hohlmauern mit schmaler Luftschicht, Schwemmsteine aus dem Neuwieder Becken, Hochofenschwemmsteine (aus während der Granulation durch von unten eingeblasene Preßluft aufgeblähter Hochofenschlacke, gebunden durch Hochofenzement gebildet) usw.

Ein weiterer Abschnitt beschäftigt sich mit dem Lehmbau, über dessen Wiedereinführung ins Bauwesen zurzeit ja die Meinungen noch recht geteilt sind; hier wird einmal der Lehmpatzenbau, zum andern der Lehmstampfbau, daneben der Lehmwellerbau und der Lehmfachwerksbau besprochen. Weiter behandelt die Schrift den Holzbau, hierbei auf die unumgängliche Notwendigkeit der Verwendung von gut abgetrockneten und kernigen Hölzern — zur Vermeidung schädlicher Formänderungen — hinweisend. Alsdann folgen Abschnitte über Zementbauweise, den Stampf- und Gußbau, das Vollmauerwerk aus Hohl- und Lochsteinen, aus doppelten Schalen mit Verbindungsstegen, hieran schließen sich kurze Darlegungen über Eisenbetonfachwerk. Zum Schlusse werden Wandbekleidungen, deren Anpassung an örtliche Verhältnisse und Dachdeckung behandelt. In einem Anhange sind eine größere Anzahl von Tafeln gegeben, die alle vorgenannten neuzeitlichen Sparweisen, auch z. T. deren Ausführung behandeln und für die Leser recht willkommene Erläuterungen zu den voranstehenden Ausführungen bilden.

Möge der Zweck der Schrift sich erfüllen, in die beteiligten Kreise eine Aufklärung darüber zu tragen, daß trotz aller wirtschaftlichen Schwierigkeiten und trotz des Mangels an allen bisher üblichen Baustoffen die technische Möglichkeit besteht, gesunde Wohnungen in hinreichender Zahl zu bauen. Möge in diesem Sinne die Schrift in weite Kreise dringen. Wenn auch in dieser oder jener Hinsicht manche der Ersatzbaustoffe ein Umlernen der Bautechnik verlangen und manchmal auch ihre Anwendung als ein technischer Rückschritt bewertet werden muß, so möge doch gegenüber allen diesen Bedenken die Not der Zeit ausschlaggebend sein. Wir können jetzt nicht bauen, wie wir wollen und gewohnt sind, sondern wir müssen den Verhältnissen uns anpassen, um überhaupt bauen und die Wohnungsnot überwinden zu können. M. F.

Formeln und Tabellen für den Eisenbau nebst den wichtigsten Hochbauvorschriften und Brückenverordnungen Preußens und Österreichs. Zusammengestellt und berechnet von Fr. Bleich, Wien 1915. Verlag von Eduard Hölzel. Preis M 50,—.

Das vergangene Jahrzehnt hat dem Eisenbau eine Reihe durchweg guter Tabellenwerke und Taschenbücher gebracht. Keines dieser Werke kann natürlich allen Anforderungen in vollem Maße gerecht werden, denn der handlich zu haltende Umfang erfordert Beschränkungen des einen oder anderen Kapitels.

Der Inhalt des bereits 1915 herausgegebenen Bleich'schen Taschenbuchs erscheint an seinem Umfange gemessen besonders reichhaltig und gestaltet es zu einer wertvollen Bereicherung des Schrifttums für den Eisenbau. Aus dem Inhalt sei kurz folgendes angeführt:

Den üblichen Zahlentafeln folgen im Abschnitt 1 Profiltafeln der österreichischen und deutschen Profile, ferner Tragfähigkeitstabellen einfacher und zusammengesetzter Druckquerschnitte nach Tetmajer. Waren diese bei der Entstehung des Werkes wohl mehr für österreichische Bedürfnisse gedacht, so gewinnen sie heute, besonders im Hinblick auf die neuen preußischen Bestimmungen, auch für uns erhöhte Bedeutung.

Der umfangreiche Abschnitt 2 enthält Formeln und Zahlenwerte über die statischen Grundbegriffe, ferner recht weitgehend und viele ungewöhnliche Fälle umfassend, über Formänderungen und statisch unbestimmte Systeme verschiedenster Art. Der Verfasser wollte damit lediglich das Gedächtnis des geübten Statikers unterstützen. Er bietet indessen vielfach aber weitaus mehr. So wird, um ein Beispiel herauszugreifen, das Kapitel über Rahmen bei der Nachprüfung größerer Rechnungsarbeiten, beim ersten Entwurf und beim Veranschlagen sehr wertvolle Dienste leisten können.

Eine Zusammenstellung der österreichischen und preußischen Vorschriften und Bestimmungen für Hochbauten wie für eiserne Brücken beschließt das Werk im Abschnitt 3.

Wie der Verfasser im Vorwort sagt, verdankt das Buch einer von ihm während seiner langjährigen Tätigkeit im Eisenbau angelegten Sammlung von z. T. selbst berechneten Formeln und Tabellen seine Entstehung.

Es ist stets dankbar zu begrüßen, wenn ein im Berufsleben tätiger Fachmann von der Bedeutung des Verfassers den Schatz seiner reichen Erfahrungen allgemein bekannt gibt. Ein kurzes Studium des Buches bestätigt auch ebensosehr eine weitgehende Anpassung aller Angaben an die Anforderungen der Praxis wie den besonderen Wert des Inhalts. Druck und Papier sind von einer heute leider ungekannten Güte. Trotz ihrer Reichhaltigkeit und Vielseitigkeit sind die einzelnen Tabellen und sonstigen Angaben auf 362 Seiten gedrängt und geschickt aufgebaut, so daß eine besonders handliche Form des Werkes erreicht werden konnte.

Dem vortrefflichen Buch ist eine weite Verbreitung sehr zu wünschen. R.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co, Berlin SW. 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang 15. Juli 1920 Heft 13

ÜBER DEN WERT EINER BRÜCKENSTATISTIK.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Georg Müller, Berlin-Lankwitz.

Deutschland ist durch die 5-jährige Blockade ein wirtschaftliches Niederdruckgebiet geworden. Nach Aufhebung des Zwanges macht sich ein Drang nach Ausgleich geltend, der, wenn ihm freie Bahn gelassen, zum wirtschaftlichen Zusammenbruch führen muß.

Um das zu verhindern, müssen alle Mittel auf jedem Gebiet, die irgend einen Erfolg versprechen, versucht werden. Es sind uns die Waffen der deutschen Geistesschulung, der Methodik geblieben. Sie sind vielleicht unsere Stärke. Es sind die kleinen, unscheinbaren Vorteile, die es auszunutzen gilt, damit wir wieder in der Welt voran kommen.

Auf dem Gebiete des Ingenieurwesens hat nun der letzte zwischenstaatliche Wettbewerb um eine bedeutende Eisenbahnbrücke in Schweden der industriellen Welt ein erfreuliches Lebenszeichen gegeben. Wir können uns, da auch die Ausführung durch uns erfolgen soll, über den Erfolg als eines Lichtblickes in der trüben Jetztzeit freuen.

Trotz solcher hervorragenden Einzelerfolge sinnt aber der Brückenbauer weiter auf Mittel und Wege des Fortschritts. Er fragt sich, ob die unendliche Geistesarbeit und praktische Erfahrung, die in unseren gesamten Brückenentwürfen (Wettbewerben und Ausführungen) steckt, vielleicht nicht noch in anderer Weise umfassender und gründlicher für die Allgemeinheit aufgeschlossen und ausgewertet werden kann.

Die in Büchern und Zeitschriften veröffentlichten Beschreibungen sind verschiedenartig, mehr oder weniger ins Einzelne gehend, meist nicht zusammenfassend. Viel Stoff befindet sich auch noch ungenutzt bei den großen Brückenbauanstalten, noch mehr bei den staatlichen Behörden. Große Brückenfirmen haben natürlich längst ihre eignen Karteien mit Aufzeichnungen nach bestimmtem Schema.

Veröffentlichungen über staatliche Bauten erscheinen oft erst nach vielen Jahren. Die Fachwelt erfährt zu spät und oft außer allgemeinen Angaben nichts Besonderes über bauliche Einzelheiten. Jedenfalls fehlt eine einheitliche, nach bestimmtem Plane aufgestellte, der Allgemeinheit zugängliche Erhebung über die vorhandenen Brücken.

Dieser offenbarre Mangel führt den Verfasser dazu, die Frage einer statistischen Bearbeitung aller Brücken hier ganz kurz auf ihre möglichen Vorteile hin zu untersuchen.

Es handelt sich, um es vorweg zu nehmen, um die Beantwortung der Frage: Kann eine sorgfältig angelegte, d. h. nach den wissenschaftlichen Methoden richtig ausgewertete Statistik der Brücken uns genügend wertvolle Ergebnisse liefern, die auf anderem Wege nicht zu erlangen sind?

Der Verfasser glaubt diese Frage unbedingt bejahen zu können und will versuchen, ohne auf alle Einzelheiten einzugehen, dies im folgenden ganz kurz nachzuweisen.

Für die Ausführung eines derartigen Planes würden einmal die oben angedeuteten Mängel der Brückennachweisungen sprechen, andererseits aber die unleugbaren Erfolge der Statistik auf anderen Gebieten, sogar solchen, die zahlenmäßig viel schwieriger faßbar waren als die Daten von Brücken.

A. Form der Erhebung, Gewinnung und Verarbeitung des Materials.

		Eisenbahn-Brücken									
		Balkenbrücken						Bogenbrücken			
		ohne Mittelstützen		Mit Mittelstützen ohne Gelenke		Mit Mittelstützen mit Gelenken		ohne Zugband		mit Zugband	
		Blechträger	Fachwerkträger	Blechträger	Fachwerkträger	Blechträger	Fachwerkträger	Blechträger	Fachwerkträger	Blechträger	Fachwerkträger
Fahrbahn zwischen den Hauptträgern	mit Durchführung der Bettung	I a	2 a	3 a	4 a	5 a	6 a	7 a	8 a	9 a	10 a
	ohne Durchführung der Bettung	I b	2 b	3 b	4 b	5 b	6 b	7 b	8 b	9 b	10 b
Fahrbahn über den Hauptträgern	mit Durchführung der Bettung	I c	2 c	3 c	4 c	5 c	6 c	7 c	8 c	9 c	10 c
	ohne Durchführung der Bettung	I d	2 d	3 d	4 d	5 d	6 d	7 d	8 d	9 d	10 d

	Straßenbrücken									
Fahrbahn zwischen den Hauptträgern	I a	II a	III a	IV a	V a	VI a	VII a	VIII a	IX a	X a
Fahrbahn über den Hauptträgern	I b	II b	III b	IV b	V b	VI b	VII b	VIII b	IX b	X b

Fußgängerbrücken erhalten den Index f z. B. III a f.

Die statistischen Erhebungen über eiserne Brücken werden ganz erheblich dadurch vereinfacht, daß der Stoff zum überwiegenden Teil schon bei einzelnen Behörden (Bauverwaltungen) oder Firmen (Brückenbauanstalten) auszugsbereit vorhanden ist. Es bedarf also nur einer einheitlichen Sammlung und planmäßigen Zusammenfassung auf Grund von sorgfältig ausgearbeiteten und alle Zwecke in Betracht ziehenden Fragebogen oder Fragekarten. Besondere Erhebungen werden nur in den wenigsten Fällen erforderlich sein. Es handelt sich nur um eine Umformung bereits festgestellter Tatsachen. Es muß ein brauchbares Schema entworfen werden, das die statistische Ausbeutung gestattet. D. h. in einem Fachausdruck der Statistik, es muß die Form festgestellt werden, in der man bis zum Beobachtungsgegenstand vordringt.[1])

Muster eines Zählblattes.

Brückenzählung vom (z. B.) 31. 12. 20.

Zählkarte für jede Brücke (unabhängig von der Zahl der Öffnungen).

a) Kreuzung von .....
b) Ort,
c) Bauzeit (Jahr) und Dauer,
d) Bauherr und ausführende Firma (Entwurfsverfasser),
e) Normalie.
1. Stützweite (L. W.)..... Durchfahrtshöhe....
2. Haupttr. Abstand u. Zahl d. Haupttr..... Bauhöhe.
3. Netzbild..... Höhen, Feldweiten (ev. Skizzen 1 : 500—1 : 1000).
4. Fahrbahnabdeckung.
5. Belastungsannahmen.
6. Gewichte d. Fahrbahn.... Haupttr. (einschl. Lager..... Bauziffer..... ev. besonderes Lager und Verbände.
7. Zulässige Spannung....
8. Gründung....
9. Baukosten....
10. Verschiedenes z. B.
a) Außergew. Formen; schief, mehrgeschossige, Schwebefähren, Bewegl. Br.
b) Ungewöhnlicher Baustoff. Stahl, Nickelstahl,
c) erneuert oder verstärkt,
d) Beobachtungen im Betrieb: (Durchbiegungen, Anstrich).
e) Ausbesserungen, Schäden, Unfälle.
f) Brückenbuch-Nr..... Literatur....

Vorstehendes Muster zeigt den ersten Versuch eines solchen Schemas, das aber sicher noch ausgestaltungsfähig ist und gegebenenfalls erst noch von allen an der Arbeit Beteiligten durchzuprüfen wäre. Man darf jedenfalls nicht zuviel Einzelheiten fordern.

Bei einer Veröffentlichung wäre Art der Gewinnung, Zuverlässigkeit, Brauchbarkeit der Feststellungen genau anzugeben. Die späteren Benützer der Tabellenwerke müssen sich darüber vollkommen klar sein.

Der gesamte Stoff muß eine Verwertung nach den verschiedensten Richtungen gestatten, denn die verschiedenen Benützer verfolgen verschiedene Zwecke.

B. Eine genaue Erklärung des Begriffs „Brücke" erübrigt sich hier. Eine Brücke wird notwendig bei (allgemein gesprochen) Verkehrswegen, die sich ungehindert kreuzen sollen.

Man kann die vorkommenden Brückengattungen nach folgenden Gesichtspunkten gruppieren, wenn wir zunächst von Stein- und Eisenbetonbrücken und Durchlässen(Brücken unter 4 m l. W.) absehen:

a) nach der Spannweite (kleine, mittlere und weitgespannte) Breite,
b) nach ihrem Zweck (Straßen-, Eisenbahn-, Kanal-, Fußgängerbrücke, Versorgungsleitung, Düker und Gemischtformen),
c) nach der Lage der Fahrbahn zum Träger: Fahrbahn oben, halb versenkt, Fahrbahn unten,
d) Blechträger oder Fachwerkbrücken,
e) nach ihrem statischen System:
einfache oder durchlaufende Balken,
Bogenbrücke,
Hängebrücke.
Sonderformen: Hochbrücken, Hochbahnviadukte, Schwebefähren, Schiffsbrücken, bewegliche Brücken,
f) unter Umständen nach der Ausbildung ihrer Fahrbahn.

Einen Versuch, diese verschiedenen Einteilungen in ein übersichtliches Schema zu bringen, zeigen nachstehende Zusammenstellungen (nach Schaper).

Diese Gruppierung zeigt auch schon eine Möglichkeit der Ausbeutung des statistischen Stoffes.

Die Statistik ist zunächst nur für eiserne Brücken gedacht. Dabei wären natürlich auch alle Gemischtformen zu führen.

Ob dieselben wieder in den Zählkarten der Massiv- und Eisenbetonbrücken zu erscheinen haben, mag noch offen bleiben. Jedenfalls ist eine Statistik auch für diese Brückengattungen von Wert.

C. Organisation der Statistik (Art und Weise der Erhebungen).

Angesichts der bevorstehenden Verreichlichungen der Eisenbahnverwaltungen als der Hauptbauherren für eiserne Brücken wäre eine Ausführung durch Reichsgesetz vielleicht zu erwägen. Ein enges Zusammenarbeiten mit dem Deutschen Eisenbau-Verband, gegebenenfalls Arbeitsgemeinschaft wird als Bindeglied zu den ausführenden Firmen notwendig sein. Es handelt sich ja im wesentlichen um eine Zusammentragung und Verschmelzung allen Stoffes in Form von Brückenbüchern, privaten Statistiken und sonstigen Erhebungen.

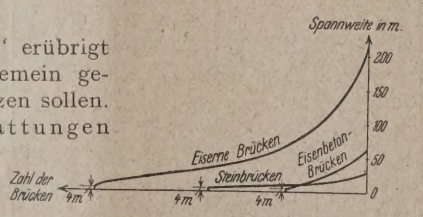
Die Sammelstelle kann den Benützern den Stoff im Urzustande zugänglich machen.

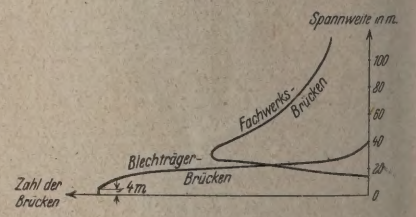
Sie kann ihn aber auch selbst im allgemeinen Interesse verarbeiten und ihre Ergebnisse z. B. jährlich in einem Brückenarchiv veröffentlichen.

D. Auswertung der Statistik.

Man kann sich vorstellen, daß nach den streng wissenschaftlichen Methoden der Statistik — um nur wahllos einige wenige Möglichkeiten herauszugreifen — so verarbeitet werden können:

1. a) Die Auszählung aller Brücken einer bestimmten Spannweite
(bei größeren Öffnungen zählt z. B. die größte).
b) Oder Anwachsen der Spannweiten im Laufe der Jahre.
2. Statistische Erfassung des Grenzgebietes zw. Blech- und Fachwerkträgern und seine Abhängigkeit vom Verhältnis der Eisenpreise zu den Handwerkerlöhnen.





3. Bearbeitung der Brückenschäden und Einstürze nach Ursachen, Spannweiten, Folgen.
4. Bearbeitung von Brückenauswechselungen und -verstärkungen.

[1]) Im Übrigen hat eine derartige Statistik auch dann ihren Wert, wenn sie nicht vollkommen erschöpfend ist.

5. Preisentwicklung, zeitlich und als abhängig von der Spannweite.
6. Entwicklung der Brückenspannweiten und -formen im Verlauf der ganzen Länge eines Verkehrsweges, z. B. eines Flusses, z. B. der Elbe oder des Rheins von seinem Oberlauf bis zur Mündung. Es mag ganz beiläufig erwähnt werden, daß man dabei ist, Lehrfilme durch Abfliegen und Reihenaufnahmen eines Wasserlaufes herzustellen.

   Diese Flugzeugaufnahmen zeigen rein bildlich auch die Brücken schräg von oben, in Draufsicht oder im Schattenbild.
7. Man kann Karten herstellen, die die räumliche und örtliche Verteilung der Brücken zeigen.
8. Von ganz besonderem Werte dürfte die Brückenstatistik sich für die kommenden Aufgaben der Normalisierung (Vereinheitlichung) und Typisierung erweisen.
9. Brücken gleicher Spannweite und Belastung, aber verschiedener Systeme; z. B. Vergleiche zw. Balken (Parallel, Halbparabel) und Bogenträgern (Bogen mit Zugband).

Diese wenigen Beispiele dürften schon zeigen, daß eine sorgfältig aufgestellte und geschickt ausgewertete Brückenstatistik wertvolle und interessante Aufschlüsse zeitigen kann, wie sie auf andere Weise, durch Einzelerfahrung oder irgend eine wissenschaftliche Untersuchung nicht zu erlangen sind.

Es wäre zu wünschen, wenn einer Verwirklichung des Vorschlages von maßgebender Stelle nähergetreten würde. — In diesem Sinne mögen obige Ausführungen als Anregung dienen.

NEUERE WASSERTÜRME.

Entwürfe und Ausführungen der Firma Gebr. Rank, München.

Von Dipl.-Ing. G. Escher, München.

Zahlreiche Veröffentlichungen, die in den letzten Jahren über Wassertürme erschienen sind, zeigen, daß man diesen Bauwerken immer mehr Interesse entgegenbringt und es nunmehr auch versteht, sie so zu gestalten, daß auch weitgehende künstlerische Ansprüche befriedigt werden. So einfach die Aufgabe, einen Wasserturm zu entwerfen, vom betriebstechnischen Standpunkt aus sein mag, so schwierig wird sie, wenn auch etwas dem Auge Gefälliges geschaffen werden soll, das selbstverständlich allen praktischen Anforderungen genügen muß. In verschiedenen Zeitschriften wurden Veröffentlichungen über Wassertürme gebracht, die manche neuartige und zugleich reizvolle Lösung zeigen. Es sollen in Nachstehendem einige Ausführungen hinzugefügt werden, die ebenfalls Aufmerksamkeit beanspruchen dürften.

1. Wasserturm auf dem Verschubbahnhof Hohenbudberg bei Crefeld. (Abb 1 bis 11.

Dieser Wasserturm, der in den Jahren 1915/16 entstand, hat die Aufgabe, den neuen Verschubbahnhof mit Betriebswasser zu versorgen. Das Fassungsvermögen ist 1000 cbm in 2 gleichgroßen kreisrunden Behältern nebeneinander mit einer Höhe des Wasserspiegels von 29 m über Schienenoberkante. Diese Anordnung der Behälter, die dem ganzen Bauwerk ein eigentümliches Gepräge gibt, bedingte auch die übrige Konstruktion. Die Behälter ruhen auf ebenfalls runden Unterbauten, zwischen denen zur Verbindung ein Zwischenbau eingeschaltet wurde. Zwischendecken ergeben eine Reihe von benützbaren Räumen.

Die Versorgung mit Wasser geschieht aus dem Rhein, der in etwa 1200 m Entfernung vorbeiströmt. Das Wasser wird durch 2 Sandfilter am Entnahmeort gereinigt und sodann dem Turm in 2 Saugrohren zugeführt, die in einem begehbaren betonierten Kanal untergebracht sind. Die Pumpen — Saug- u. Druckpumpen — sind im Keller der linken Turmhälfte aufgestellt. Dieser Pumpenraum geht durch das Erdgeschoß durch, während in der rechten Turmhälfte durch eine Zwischendecke weitere Räume geschaffen wurden: Im Keller eine Werkstätte, im Erdgeschoß ein Raum für Akkumulatoren. Im oberen Teil des Turmes wurden die verfügbaren Räume dadurch ausgenützt, daß im ersten, zweiten und dritten Stock je eine Wohnung mit 3 Zimmern, Küche, Kammer und sonstigen Nebenräumen eingerichtet wurde; der vierte Stock enthält eine Waschküche und 3 Speicherzimmer. Im Mittelbau liegen in sämtlichen Geschossen die Treppen und außerdem die Rohrleitungen, nämlich eine Steigleitung mit 400 mm, gleichzeitig Falleitung, eine Überlaufsleitung und schließlich eine Reserveleitung für den Fall, daß die Hauptzuleitung aus dem Rhein außer Betrieb ist. Die Behälter werden dann aus der Ürdinger Wasserleitung gespeist.

In bautechnischer Hinsicht ist der Wasserturm trotz seiner Einfachheit ebenfalls beachtenswert. Die Tragfähigkeit des Bodens war ziemlich gering; als Gründung wurde daher eine durchgehende Eisenbetonkonstruktion ausgeführt. Jeder Turm erhielt eine nach unten gewölbte Kuppel. Dadurch ergab sich zunächst eine Einsparung an Material; außerdem hatte man den Vorteil größtmöglicher Rissefreiheit, denn wenn Hochwasser auftritt, wird durch den Wasserdruck die Kuppel zusammengedrückt, sodaß also Dehnungen nicht auftreten können. Bezüglich der Zugringe dieser Kuppeln wurde mit dem günstigen Umstand gerechnet, daß der Erddruck einen Teil des Schubes aufnehmen kann. Die ganzen Mauern des Kellers wurden betoniert und soweit sie im Boden

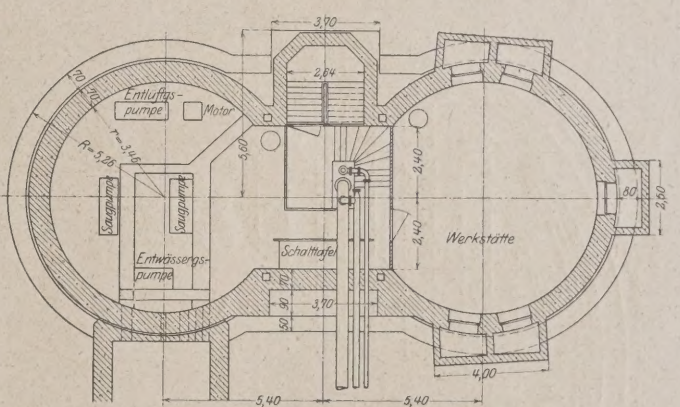


Abb. 1. Kellergegeschoß Grundriß auf + 28,50.

stecken und innerhalb des Hochwasserbereichs liegen, außen mit einem Isolieranstrich versehen; außerdem erhielten die ganzen inneren Flächen, auch der Boden, einen Zementverputz. Diese ganze Anordnung hat sich bewährt, denn bei verschiedenen Hochwässern blieben die Kellerräume vollständig trocken. Die Mauern des Erdgeschosses wurden ebenfalls betoniert. Vom 1. Stock an beginnt Backsteinmauerwerk in Zementmörtel. Die Zwischendecken wurden alle in Eisenbeton ausgeführt, soweit es sich dabei um Decken für Wohnräume handelt, als schalldämpfende Hohlsteindecken. In jedem Stockwerk wurde ein breiter Verteilungsring in Eisen-

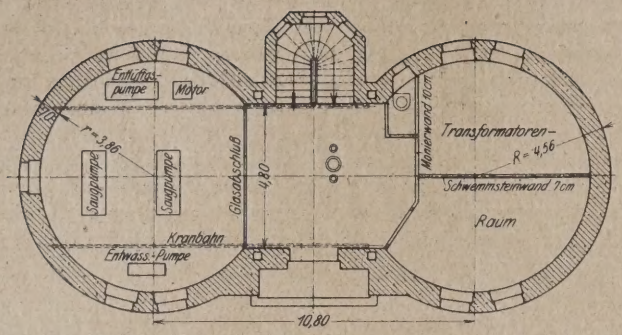


Abb. 2. Erdgeschoß Grundriß auf + 31,50.

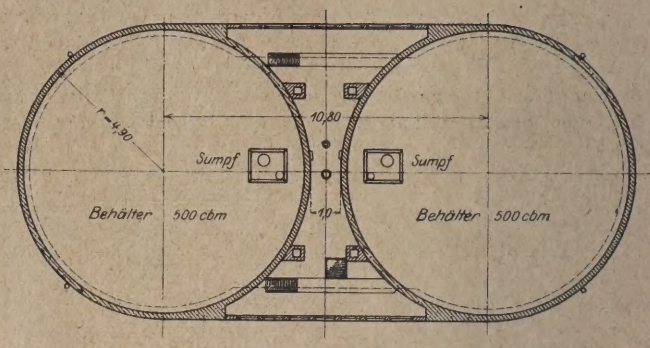


Abb. 4. Grundriß der Behälter auf 55,50.

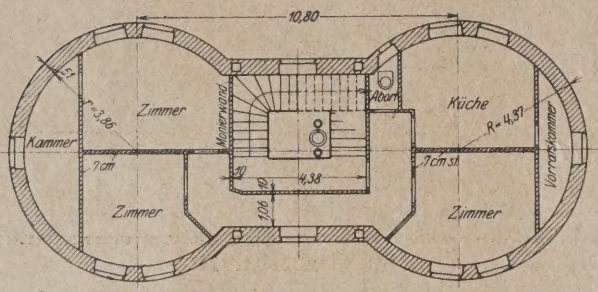


Abb. 3. Grundriß des 3. Stockwerks auf + 44,00.

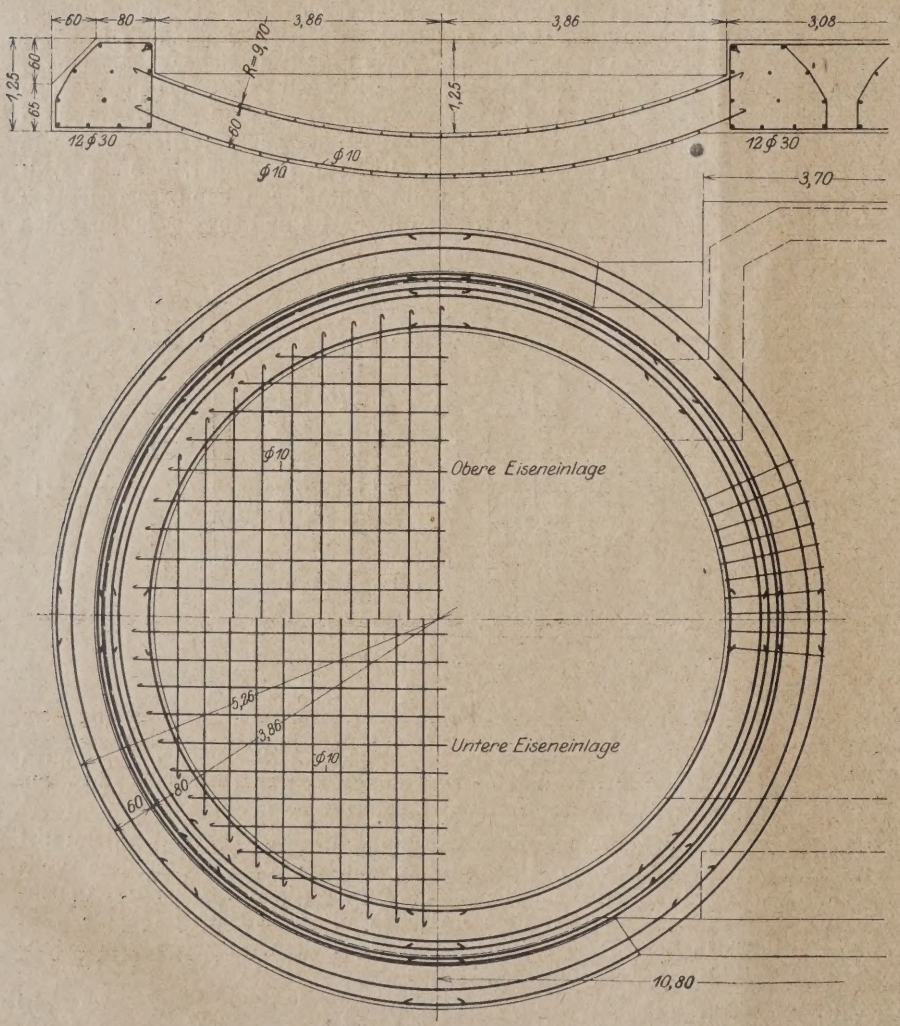


Abb. 5. Grundriß und Schnitt durch die Fundamentplatte.

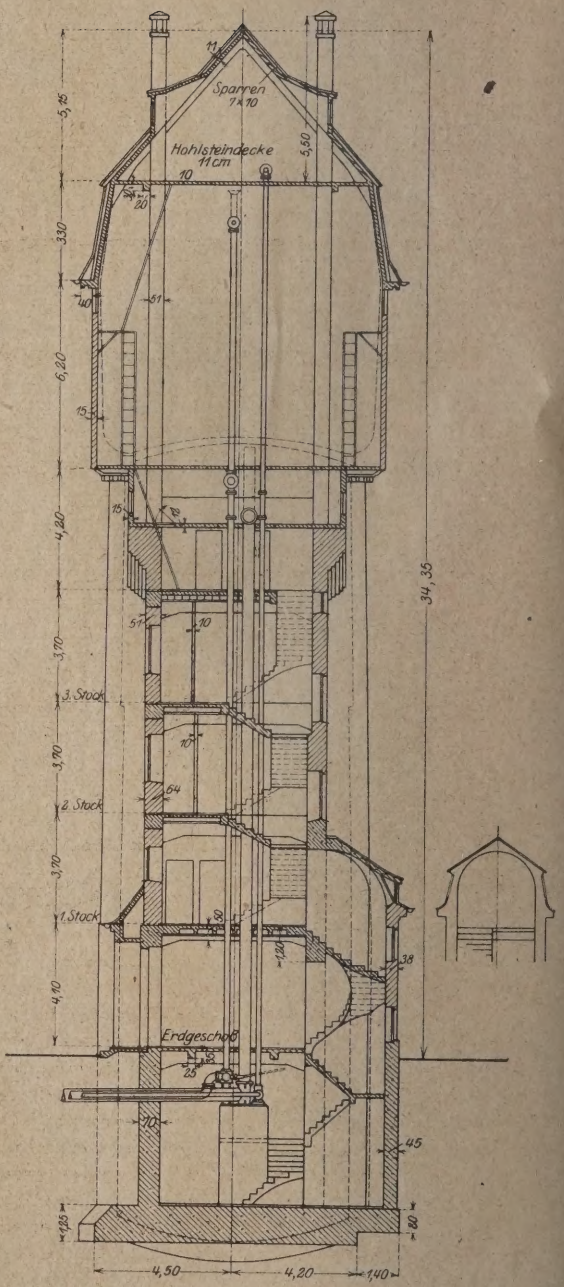


Abb. 6. Querschnitt.

beton auf dem ganzen Umfang des Turmes angebracht. Die Behälter selbst sind, wie oben erwähnt, kreisrund. Diese für den Eisenbeton günstige Grundrißform wurde ausgenützt. Für die Böden wurden Kuppeln mit entsprechenden Zugringen gewählt. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Behälter nicht auf die ganze Länge ihres Umfanges unterstützt sind. Gegen den Mittelbau zu ist das Mauerwerk unterbrochen. Die Wände müssen daher als Träger wirken, wozu sie infolge ihres großen Trägheitsmomentes in der Lage sind. Die Herstellung der Behälter geschah in der Weise, daß sowohl für die Böden als auch für die Wände die Schalungen versetzt wurden. Bei den Wänden wurde bis zur Höhe des Hauptgesimses eingeschalt, dann der Beton eingebracht, und zwar ziemlich dünnflüssig. Die Schalung wurde sodann für den Behälter der anderen Turmhälfte benützt. Die Behälter erhielten schließlich innen einen wasserdichten Zementputz und einen Anstrich mit Preolit. Ein besonderer Schutz gegen Einfrieren war mit Rücksicht auf die milde Witterung der dortigen Gegend nicht nötig. Die Behälter sind oben durch eine Decke in Eisenbeton abgeschlossen, das steile Dach ist ebenfalls eine Eisenbetonkonstruktion bestehend aus Bindern mit dazwischen gemauerter Hohlsteindecke. Auf dieser Decke wurden Sparren in der Weise befestigt, daß Flacheisen einbetoniert wurden, an denen die Sparren angeschraubt sind; darüber kam eine wagerechte Lattung und Eindeckung mit Biberschwänzen. Die äußere Behandlung des Turmes ist die denkbar einfachste. Für den ganzen Unterbau ein einfacher rauher Verputz in grauer Färbung, für die Außenseite der Behälter ein Besenwurf mit gelblicher Färbung.

Mit dem Bau dieses Wasserturmes wurde im Sommer 1915 begonnen. Der große Mangel an geschulten Arbeitern, der sich in jener Gegend besonders stark fühlbar machte, beeinflußte zwar den Baufortschritt ungünstig; es gelang aber doch, bis zum Spätjahr 1916 den Betrieb aufzunehmen.

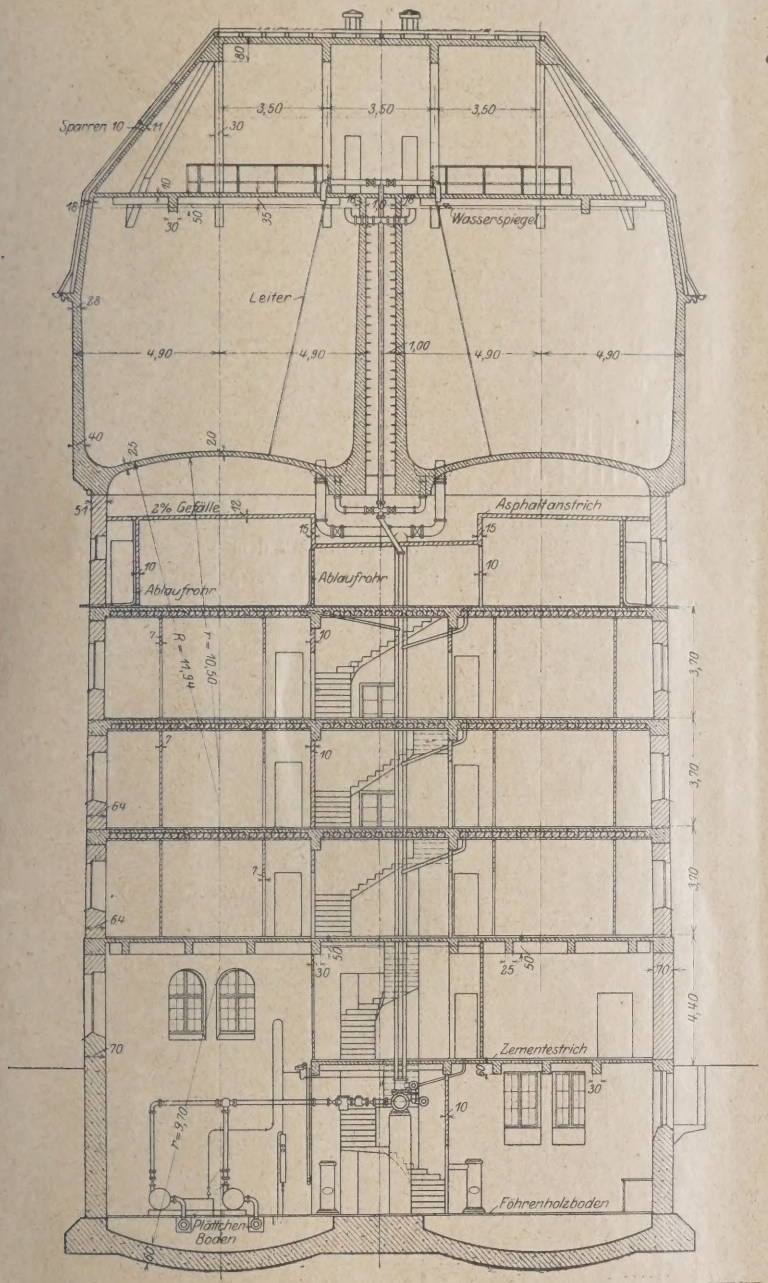


Abb. 7. Längsschnitt.

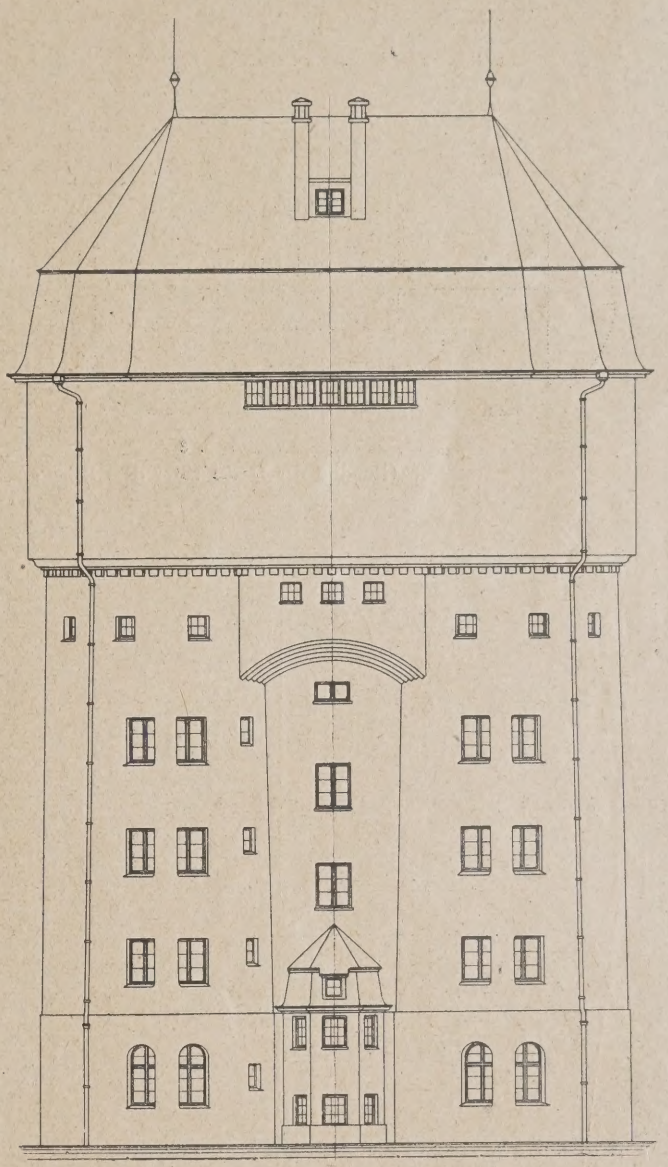


Abb. 10. Rückansicht.

Alle Einzelheiten sind aus den beigegebenen Abbildungen 1 bis 11 zu entnehmen. Es stellen dar:

Abb. 1 den Kellergeschoßgrundriß auf + 28,50,
Abb. 2 „ Erdgeschoßgrundriß auf + 31,50,
Abb. 3 „ Grundriß des 3. Stockwerks auf + 44,00,
Abb. 4 „ Grundriß vom Behälter auf + 55,50,
Abb. 5 Grundriß und Schnitt durch die Fundamentplatte,
Abb. 6 den Querschnitt,

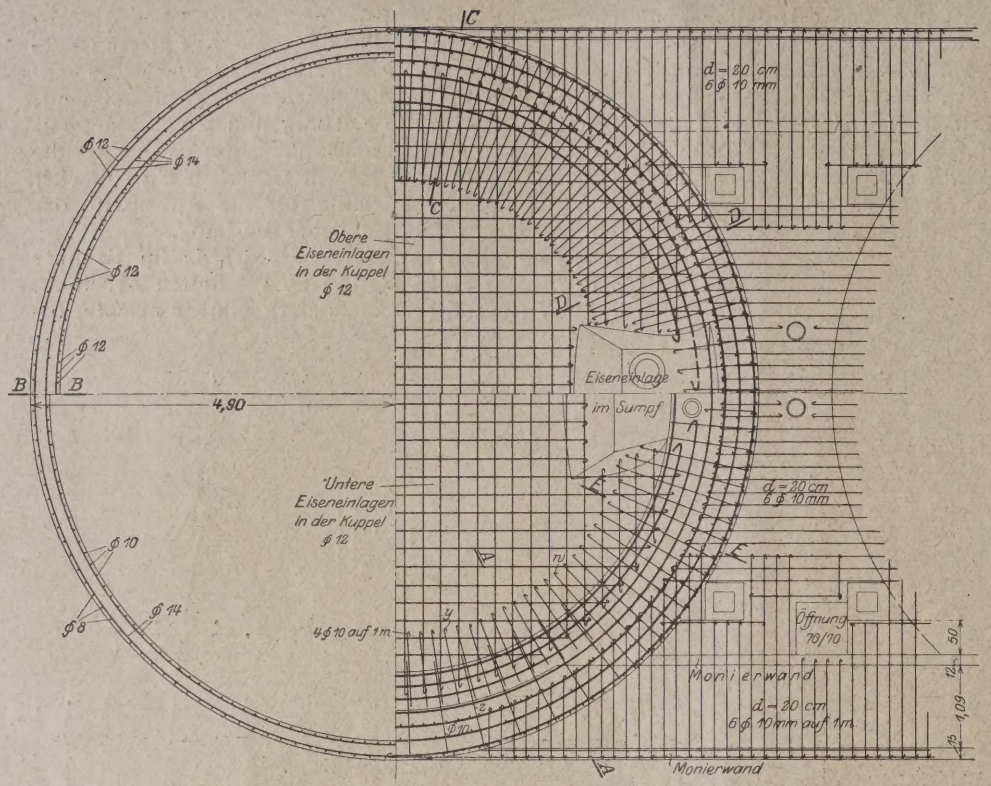


Abb. 8.
Grundriß der Decke unter dem Behälter.

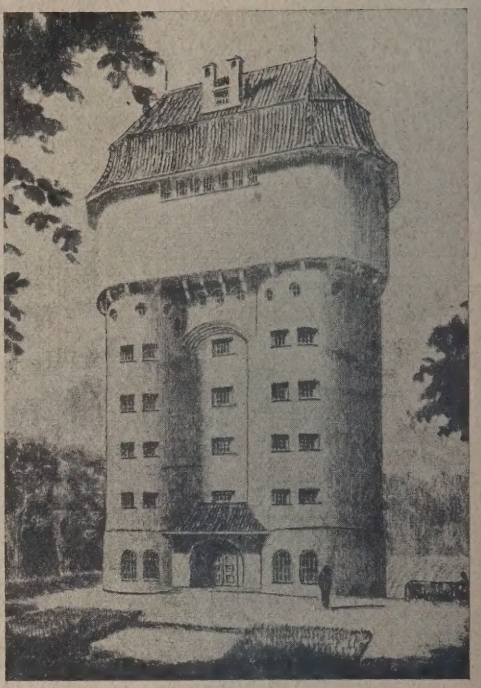


Abb. 11.
Wasserturm auf dem Verschubbahnhof Hohenbudberg. Perspekt. Vorderansicht.

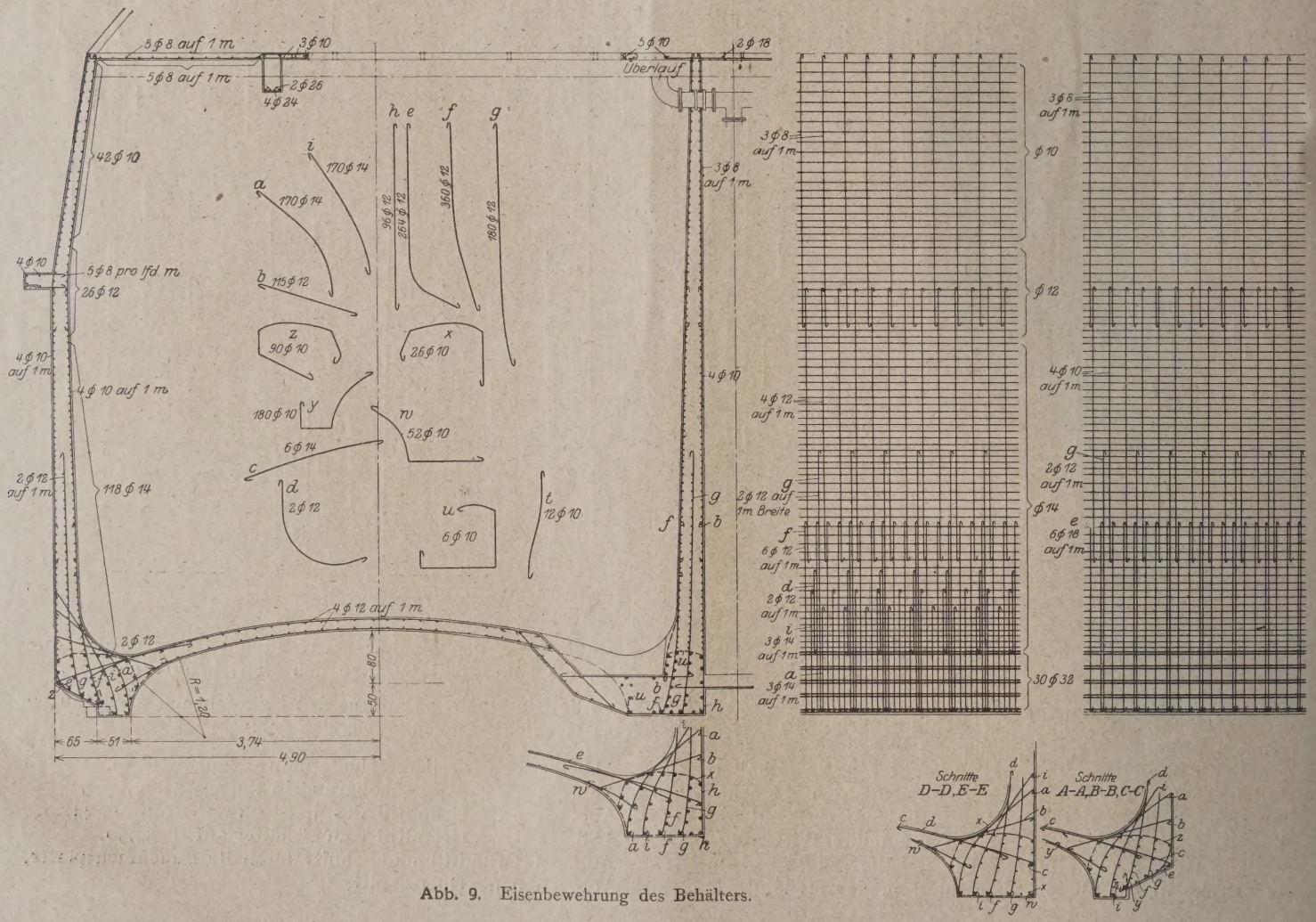


Abb. 9. Eisenbewehrung des Behälters.

Abb. 7 „ Längenschnitt,
Abb. 8 „ Grundriß der Decke unter dem Behälter,
Abb. 9 „ Eisenbewehrung des Behälters,
Abb. 10 die Rückansicht und
Abb. 11 eine perspektivische Vorderansicht des Bauwerkes.

2. Wasserturm in Ingolstadt. (Abb. 12 bis 15.)

Dieser Wasserturm, der im Jahre 1915 für ein industrielles Unternehmen in Ingolstadt ausgeführt wurde, ist wegen seiner architektonischen Ausgestaltung bemerkenswert. Die Anordnung ist sehr einfach. Ein kreisrunder Behälter mit 1000 cbm Inhalt in einer einzigen Kammer ruht auf einem 8eckigen Unterbau, teils auf der gemauerten Umfassung, teils auf Eisenbetonsäulen. Die Räume im 1. und 2. Stock, für Lagerzwecke ausgenützt, werden durch einen bis zum 2. Stock durchgehenden Aufzug bedient. Die Verbindungstreppe geht bis zum 2. Stock im Innern, wird dann aber in einem auskragenden Türmchen zunächst bis zum gedeckten Umgang um den Behälter und dann weiter hinauf bis zur Plattform geführt. Diese ist begehbar und durch eine Brüstung abgeschlossen.

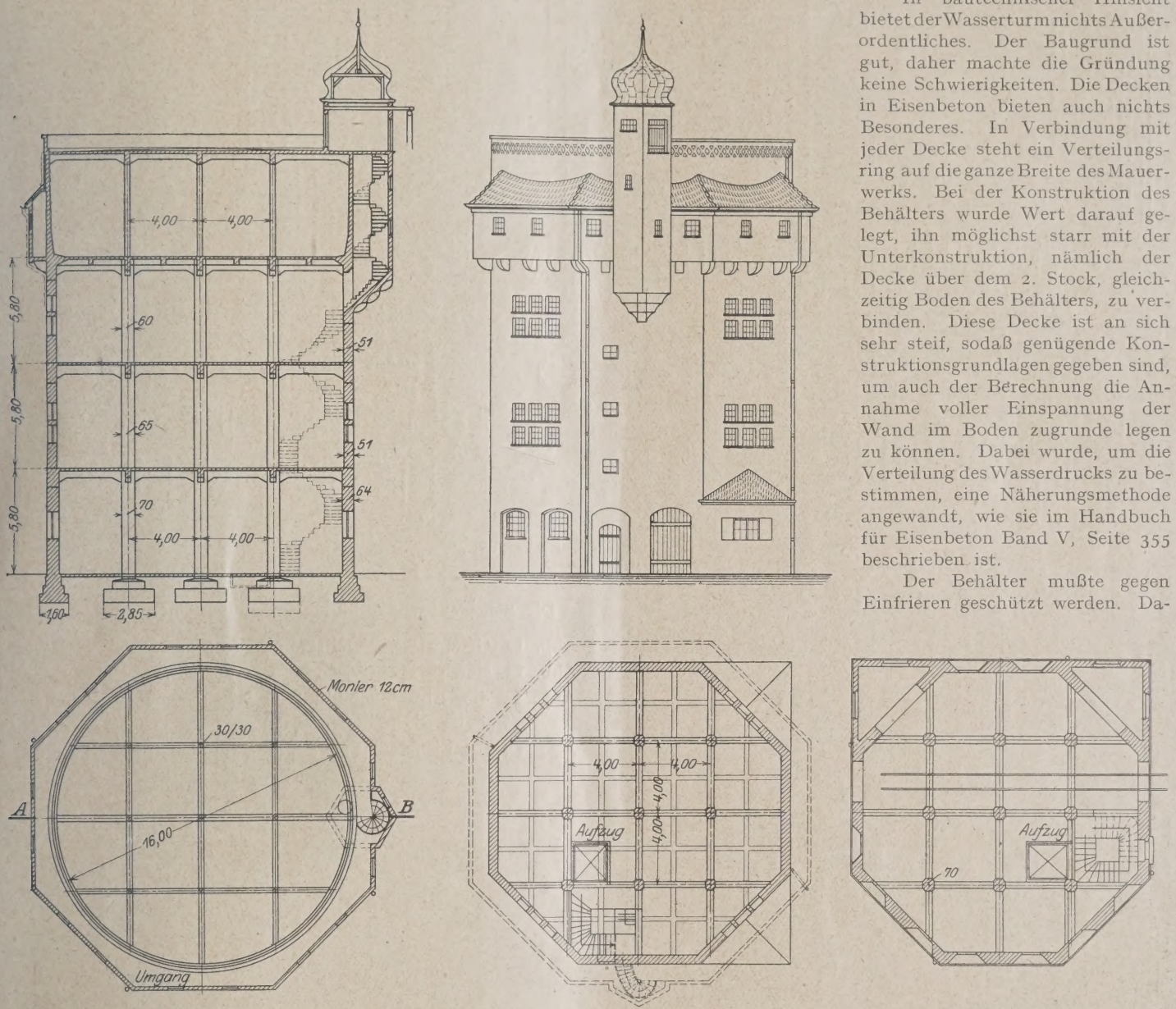


Abb 12. Wasserturm Ingolstadt. Grundriß, Schnitt und Vorderansicht.

Da während des Krieges auf dieser Plattform eine Fliegerabwehrstation eingerichtet war, wurde am Türmchen ein Ausleger zur Befestigung eines Kranes angebracht, um Lasten, Maschinengewehre u. dergl. hochziehen zu können. Dieses Türmchen bot willkommene Gelegenheit, die sonst etwas eintönige Form des Gebäudes zu beleben und ist geradezu bestimmend dafür, daß das Bauwerk eine eigenartige gefällige Form erhielt. Die Brüstung der Terrasse und der runde Umgang um den Behälter tragen ebenfalls dazu bei.

In bautechnischer Hinsicht bietet der Wasserturm nichts Außerordentliches. Der Baugrund ist gut, daher machte die Gründung keine Schwierigkeiten. Die Decken in Eisenbeton bieten auch nichts Besonderes. In Verbindung mit jeder Decke steht ein Verteilungsring auf die ganze Breite des Mauerwerks. Bei der Konstruktion des Behälters wurde Wert darauf gelegt, ihn möglichst starr mit der Unterkonstruktion, nämlich der Decke über dem 2. Stock, gleichzeitig Boden des Behälters, zu verbinden. Diese Decke ist an sich sehr steif, sodaß genügende Konstruktionsgrundlagen gegeben sind, um auch der Berechnung die Annahme voller Einspannung der Wand im Boden zugrunde legen zu können. Dabei wurde, um die Verteilung des Wasserdrucks zu bestimmen, eine Näherungsmethode angewandt, wie sie im Handbuch für Eisenbeton Band V, Seite 355 beschrieben ist.

Der Behälter mußte gegen Einfrieren geschützt werden. Dazu konnte ein Rundgang herangezogen werden, dessen Außenmauer aus porösen Lochsteinen besteht. Der Teil der Behälterwand, der über dem Dach des Rundganges liegt, wurde ebenfalls isoliert, und zwar durch eine vorgemauerte Schicht von porösen Lochsteinen.

Die Decke über dem Behälter stellt eine begehbare Plattform dar; sie mußte ebenfalls isoliert werden und zugleich wasserdicht sein. Über dem Eisenbeton wurde zuerst ein Zementestrich angebracht, darüber eine Lage Kork, Holzzement und schließlich eine etwa 10 cm starke Kiesschicht. Die Brüstung der Terrasse wurde ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt und erhielt als architektonischen Schmuck vertiefte Felder.

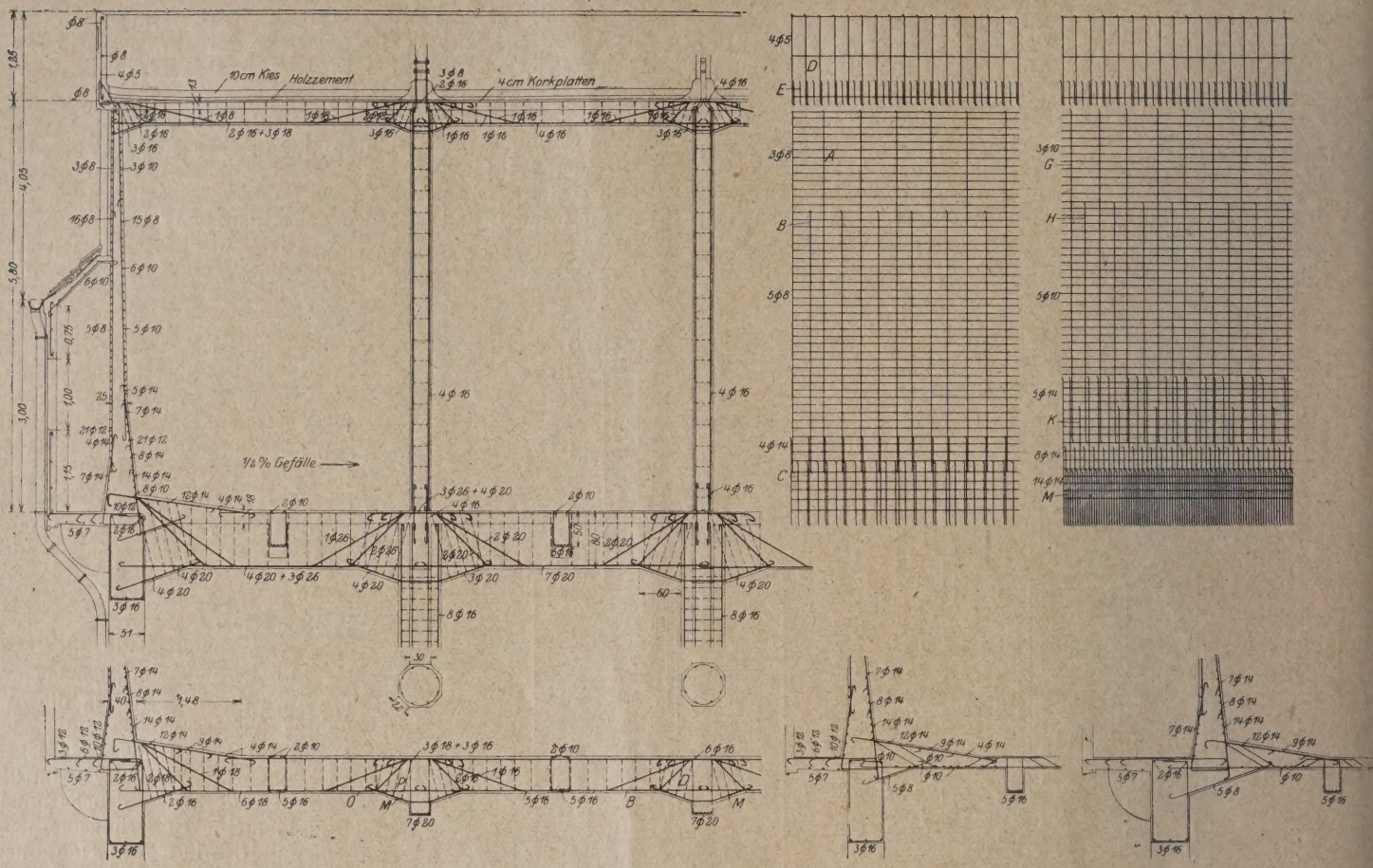


Abb. 14. Bewehrung des Behälters.

Die beigegebenen Abbildungen stellen dar:

Abb. 12 Grundrisse, Schnitt und Vorderansicht,
Abb. 13 eine perspektivische Vorderansicht,
Abb. 14 die Einzelausbildung und Eiseneinlagen des Be-Behälters und
Abb. 15 ein Lichtbild von der abgebundenen Eisenbewehrung.

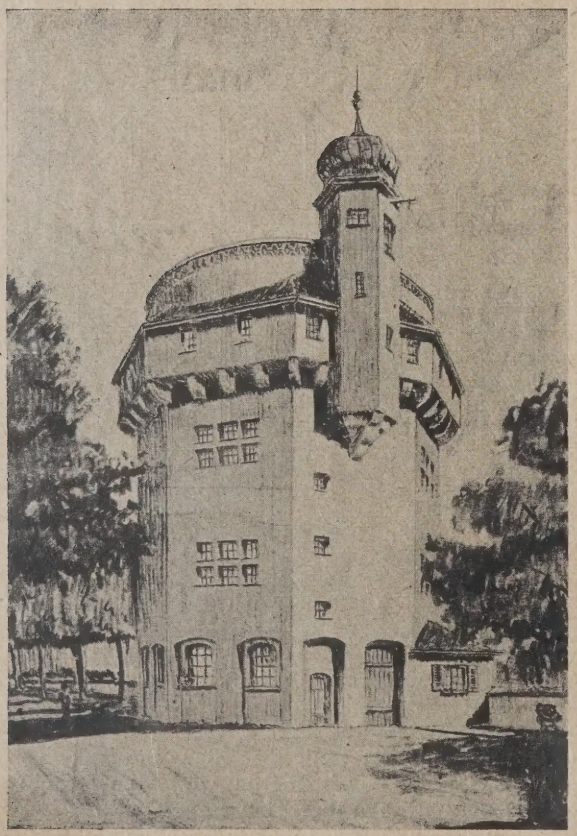


Abb. 13. Perspekt. Ansicht. Wasserturm in Ingolstadt.

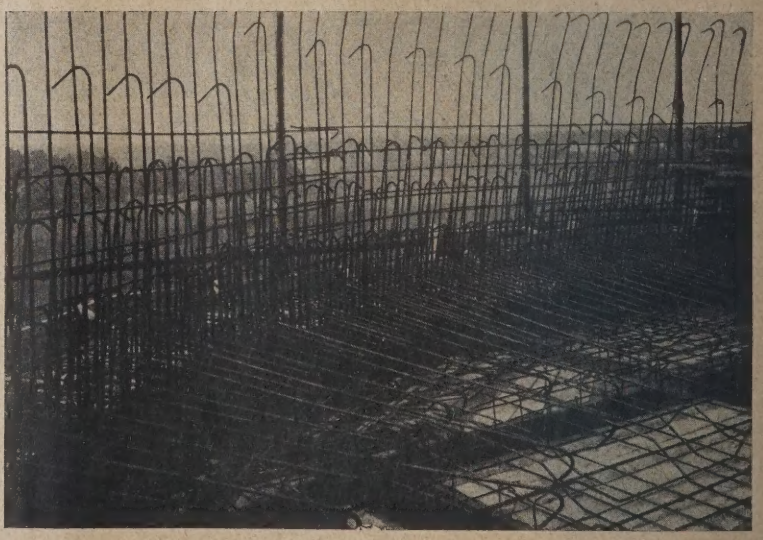


Abb. 15. Wasserturm in Ingolstadt. Bewehrung des Behälterbodens.

DER RHEINISCHE TRASS

und andere Tuffsteine aus dem Laacher-See-Gebiet mit besonderer Berücksichtigung ihrer mineralischen und chemischen Zusammensetzung und ihrer Verwendung.

Von Geheimen Bergrat Dr. R. Brauns, Prof. an der Universität Bonn.

(Fortsetzung von Seite 348).

Bei im wesentlichen gleichen Versuchsergebnissen ist G. Lunge doch zu einer andern Auffassung als Michaelis gekommen (Baumaterialienkunde X. Jahrg. 1905). Er hat festgestellt, daß sich aus Traß sehr viel Kieselsäure bei Wasserbaddigstion mit 10-prozentiger, noch mehr mit 30-prozentiger Ätzkalilauge löst, daß gleichzeitig Tonerde in Lösung gehe und diese zur gelösten Kieselsäure in bestimmtem Verhältnis stehe derart, daß ein Gewichtsteil Tonerde auf 2,22 bis 2,5 Gewichtsteile Kieselerde komme. Hieraus hat Lunge den Schluß gezogen, daß der Traß wenig oder gar keine freie „verbindungsfähige" amorphe Kieselsäure, wohl aber „verbindungsfähige" Kieselsäure in Form gewisser Silikate enthalte, die durch Ätzalkalien leicht zersetzbar seien, wobei Kieselsäure und Tonerde gleichzeitig in bestimmtem Verhältnis in Lösung gehen. Übrigens hatte auch Michaelis nicht angenommen, daß der Traß amorphe Kieselsäure als solche enthalte, sondern (wörtlich) „durch die Einwirkung des hochgespannten Wasserdampfes wurde die chemische Verbindung von Kieselsäure mit Tonerde und Eisen derartig gelockert, daß die Komponenten als freie Hydrate zur hydraulischen Erhärtung qualifiziert wurden". Dies stimmt vollkommen zu der weiteren, vorher schon erwähnten Ansicht von Michaelis, daß „für den hydraulischen Erhärtungsprozeß der Schlacken nur ihr glasiger, ihr kolloidaler Zustand in Betracht kommt". Darin stimmen beide Forscher überein, und es dürfte darüber kaum sonst (außer Tannhäuser, vgl. S. 347) eine Meinungsverschiedenheit bestehen, daß der Traß „verbindungsfähige" Kieselsäure in irgend einer Form enthalte, daß sein Glas Eigenschaften angenommen hat, durch die es reaktionsfähig geworden ist.

Es bleibt hiernach noch zu ermitteln, ob das Vorhandensein solcher verbindungsfähigen Kieselsäure in Traß in Gegensatz zu weißem Bimsstein, aus dem er hervorgegangen ist, aus der chemischen Zusammensetzung beider erschlossen werden kann.

Ich habe diese Ermittlung versucht. Aus den Ergebnissen der Analysen, wie sie in Tabelle I (nach Gewichtsprozenten in der üblichen Weise) mitgeteilt sind, ist dies nicht zu ersehen. Hierzu müssen die Gewichtsprozente, welche die Analysen ergeben, in Molekularprozente umgerechnet werden, indem der Betrag eines jeden einzelnen Bestandteils durch das Molekulargewicht dieser Verbindung dividiert und die Summe wieder auf 100 umgerechnet wird. Um hierbei bessere Vergleichszahlen zu erhalten, wird der Wassergehalt nicht berücksichtigt — seine Bedeutung wird gleichwohl erkannt werden —, die geringen Mengen Schwefelsäure werden abgezogen, nur bei Traß 5—7 habe ich sie berechnet, um zu zeigen, daß ihre Menge so gering ist, daß sie bei der weiteren Betrachtung vernachlässigt werden kann; Titansäure wird mit Kieselsäure vereinigt. Die Molekularprozente bieten den Vorteil, daß der Anteil der einzelnen Stoffe im Gestein nach ihrem Verbindungsgewicht ausgedrückt ist und in der Weise zum Vergleich benutzt werden kann, daß man den Mengenanteil einzelner Mineralverbindungen an der Zusammensetzung des Gesteins bestimmen kann, besonders wenn das Ergebnis der mikroskopischen Untersuchung mit verwertet wird. Die chemische Zusammensetzung des weißen Bimssteins und des Trasses in Molekularprozenten ist in Tabelle II S. 389 zusammengestellt.

Um die chemische Zusammensetzung von Bimsstein und Traß auf einzelne Mineralverbindungen zurückzuführen und die Unterschiede festzustellen, müssen wir wissen, daß nach dem Mineralbestand von Auswürflingen, in denen die Alkalitonerdesilikate zur Ausbildung gekommen sind, Leucit in ihnen vollständig fehlt, Alkalifeldspate am häufigsten und reichlichsten vorhanden sind, danach das Nephelinsilikat im Nephelin selbst und, häufiger, im Nosean und Hauyn, in denen außerdem Schwefelsäure als Nebensäure vorhanden ist, die wir wegen ihrer geringen Menge vernachlässigen können. Somit sind die Hauptbestandteile und ihre chemische Zusammensetzung:

Kalifeldspat:	$K_2O . Al_2O_3 . 6\ SiO_2$	= 1 : 1 : 6
Natronfeldspat:	$Na_2O . Al_2O_3 . 6\ SiO_2$	= 1 : 1 : 6
Nephelinsilikat:	$Na_2O . Al_2O_3 . 2\ SiO_2$	= 1 : 1 : 2

Diese Hauptbestandteile sind in den Bimssteinen Nr. 1—4 in folgenden Verhältnis vorhanden:

	1.	2.	3.	4.	Mittel
Alkalien	14,03	16,17	15,54	15,69	15,35
Tonerde	13,75	16,07	15,08	15,74	15,16
Kieselsäure	65,70	64,58	65,84	65,53	64,41

In dem Traß Nr. 5—8 sind die gleichen Hauptbestandteile im folgenden Verhältnis vorhanden:

	5.	6.	7.	8.	Mittel
Alkalien	8,98	8,86	9,49	5,58	8,23
Tonerde	15,75	13,70	13,95	17,21	15,15
Kieselsäure	67,25	67,55	67,72	67,27	67,45

In den Bimssteinen ist das Verhältnis der Alkalien zu Tonerde gleich 1 : 1 wie in den oben aufgeführten einzelnen Silikaten, im Traß ist dieses Verhältnis 8,23 : 15,15, nahezu 1 : 2, d.h. im Traß hat der Gehalt an Alkalien wesentlich abgenommen, er enthält im Verhältnis zu den Alkalien einen beträchtlichen Überschuß an Tonerde, der meiste Traß auch dann, wenn noch der Betrag des Kalks mit den Alkalien verrechnet wird. Bei dieser Annahme berechne ich für Traß Nr. 5 einen Überschuß an Tonerde über Alkalien + Kalk von 2,43%, für Nr. 6 einen Überschuß von 1,84%, für Nr. 7 1,80% und für Nr. 8 8% Überschuß an Tonerde. Wenn daher Michaelis annimmt, daß auch Tonerde bei der hydraulischen Wirkung von Traß beteiligt sei, so kann der Nachweis von überschüssiger, mit Alkalien und Kalk nicht mehr verbundener Tonerde als Stütze hierfür geltend gemacht werden. Immer ist zu bedenken, daß wie alle Bestandteile des Trasses so auch die Tonerde in dem Glase als in einer homogenen festen Lösung enthalten ist.

Über das Verhältnis der Kieselsäure zu den Alkalien ist zunächst folgendes zu bemerken: Wenn der Bimsstein oder Traß nur aus Feldspatsilikat bestände, so müßte der Betrag der Kieselsäure gleich dem 6-fachen der Alkalien sein, wie aus der obigen Formel zu entnehmen; bestände er aus reinem Nephelinsilikat, so müßte der Wert für die Kieselsäure nur doppelt so groß sein, wie der der Alkalien; während ein Wert an Kieselsäure, der kleiner wäre als der 6-fache Wert der Alkalien, aber größer als deren doppelter Wert, auf ein Gemenge von Feldspat- und Nephelinsilikat schließen läßt; enthielte er aber freie Kieselsäure, so müßte

der Betrag der Kieselsäure größer sein als die 6-fache Menge der Alkalien. Es wäre also

$SiO_2 = 6$ Alkalien: Feldspatsilikat,
$SiO_2 = 2$ Alkalien: Nephelinsilikat,
$SiO_2 < 6\,A > 2\,A$: Gemenge von Feldspat- und Nephelinsilikat,
$SiO_2 > 6\,A$: Gemenge von Feldspatsilikat und freier Kieselsäure.

Es ist aber in dem Bimsstein 1—4 und dem Traß 5—8:

	1—4	5—8
6 Alkalien	92,10	49,38
Kieselsäure	65,41	67,45

Hieraus ergibt sich für Bimsstein, daß sein Glas kein reines Feldspatsilikat ist, sondern ein Gemenge von diesem mit Nephelinsilikat; es enthält etwa 72 Molekularprozent Feldspatsilikat und 28 Mol.-Proz. Nephelinsilikat.

Das Glas im Traß hatte ursprünglich die gleiche Zusammensetzung, denn es stammt ja von weißem Bimsstein ab; jetzt aber weist es diesem gegenüber einen großen Mangel an Alkalien auf, der 6-fache Betrag bleibt weit unter dem der Kieselsäure, im Traß ist ein großer Überschuß an Kieselsäure vorhanden. Wenn der Traß nur aus Feldspatsilikat bestände, so verlangten seine 8,23% Alkalien 49,38% Kieselsäure zur Bindung; er enthält aber 67 45%, also fast 20 Prozent mehr als zur Bindung von 8,23% Alkalien im sauersten Bestandteil, dem Feldspat, nötig wäre. Da er außerdem aber noch Nephelinsilikat enthält mit weniger Kieselsäure, so ist der Überschuß an Kieselsäure noch bedeutender. Hieraus schließen wir für den wasserfrei gedachten Traß ist ein Gemenge von Feldspatsilikat, Nephelinsilikat und unverbundener Kieselsäure mit geringer Menge von ungebundener Tonerde; dies gilt namentlich für seinen wirksamen Bestandteil, das kolloidale Glas.

Wir haben im vorstehenden nur die Alkalien in ihrem Verhältnis zu Kieselsäure betrachtet. Bimsstein und Traß aber enthalten noch andere basische Bestandteile, geringe Mengen von Eisen, Mangan, Magnesia und Kalk. Um auch diese zu berücksichtigen, ist für die gesamten basischen Bestandteile das Kieselsäureverhältnis zu berechnen, indem der Betrag der Kieselsäure durch die Summe aller Basen dividiert wird, wobei für die Alkalien angenommen wird, daß sie als Feldspatsilikat im Glas vorhanden seien, also den größtmöglichen Betrag an Kieselsäure beanspruchen. Überschreitet alsdann der Wert des Kieselsäureverhältnisses den Betrag von 1, so ist sicher freie Kieselsäure vorhanden, in unserem Falle um so mehr, als neben Feldspatsilikat eine erhebliche Menge von Nephelinsilikat vorhanden ist, das nur den dritten Teil der Kieselsäure beansprucht, 2 SiO_2 gegen 6 SiO_2 im Feldspat. Die Rechnung ergibt als Kieselsäureverhältnis in Bimsstein (1—4) und Traß (5—8):

1.	2.	3.	4.	Mittel
0,75	0,65	0,68	0,67	0,69
5.	6.	7.	8.	
1,03	1,04	1,02	1'40	1,12

Im Bimsstein bleibt der Wert für das Kieselsäureverhältnis mit o,69 im Mittel weit unter eins, was unserem Befund entspricht, daß sein Glas eine Mischung von Feldspat- und Nephelinsilikat ist, die andern Bestandteile ändern hieran nur wenig. Der verhältnismäßig hohe Wert in Bimsstein Nr. 1 dürfte darauf zurückzuführen sein, daß er dem Traß entstammt und schon Änderungen in dem Sinne wie dieser erlitten hat.

Im Traß liegt der Wert durchweg über eins; dies bedeutet unter allen Umständen, daß der Traß freie Kieselsäure enthält; dies wäre schon der Fall, wenn sein Glas nur aus Feldspatsilikat hervorgegangen wäre, es ist in um so höherem Maße der Fall, als in dem Glas erhebliche Mengen von Nephelinsilikat enthalten sind. Wir dürfen den Betrag der freien Kieselsäure zu ungefähr 25 Molekularprozent annehmen.

Hiermit haben wir die Gegenwart von „freier" Kieselsäure im Traß einwandfrei nachgewiesen, deren Vorhandensein die Praktiker immer angenommen und die Chemiker oft vergeblich nachzuweisen versucht haben. Sie ist frei geworden dadurch, daß der Traß basische Bestandteile, besonders Natron verloren hat, sie ist dadurch au der gebundenen zu einer verbindungsfähigen Kieselsäure geworden.

Aus diesem Ergebnis gewinnen wir zugleich ein Bild für die Rolle des Hydratwassers im Traß; in Vergleich zu Bimsstein hat der Traß Alkalien verloren und Wasser aufgenommen, die Annahme liegt nahe, daß äquivalente Menge von Hydratwasser an Stelle der Alkalien getreten ist. Wie es an deren Stelle getreten ist, kann es durch Kalk wieder ersetzt werden, und indem die freie Kieselsäure sich mit Kalk bindet, erhärtet die Masse; so erklärt sich ungezwungen die hydraulische Wirkung von Traß, soweit sie ein chemischer Vorgang ist.

Mit der chemischen Änderung, die der Bimsstein bei seiner Umwandlung in Traß erleidet, geht eine physikalische Änderung Hand in Hand. Der Bimsstein besitzt schon durch seine schaumige Beschaffenheit eine große Oberfläche; durch diese ist er leichter angreifbar und reaktionsfähiger als ein Gestein von gleichem Mineralbestand in kompaktem Zustand sein würde. Durch die chemische Änderung, den Austritt von Alkalien, wird zudem das Gefüge gelockert, die „innere" Oberfläche der von Natur schaumigen Masse wird größer und größer, das schaumige Glas nimmt mehr und mehr die Beschaffenheit eines Kolloids oder Gels an und wird entsprechend reaktionsfähiger. So ist neben der chemischen Zusammensetzung die kolloidale Beschaffenheit des Trasses für seine Wirksamkeit als hydraulisches Bindemittel von großer Bedeutung. Eben hieraus erklärt sich auch die Fähigkeit des Trasess, aus Salzlösungen (kalkhaltigem Wasser) Basen aufzunehmen und solche in Umtausch gegen Basen anderer Salze (Kochsalz) leicht wieder abzugeben. Auch diese Eigenschaft wird bei der hydraulischen Erhärtung insofern mitwirken, als durch den zugesetzten Kalk Alkalien gegen Kalk ausgetauscht werden, hiermit der etwa an diese gebundene Teil der Kieselsäure dem Kalk gegenüber verbindungsfähig wird. Da der Traß auch freie, d. h. in Vergleich zu den vorhandenen Basen (Alkalien und Kalk) überschüssige Tonerde enthält, die für sich bisweilen (in den Aluminaten) die Rolle einer Säure spielt, könnte man sich vorstellen, daß der außerordentlich leicht vor sich gehende Basenaustausch des Trasses gegenüber verdünnten Salzlösungen durch die an Aluminium gebundenen Basen bewirkt werde, während bei seiner hydraulischen Erhärtung vorzugsweise die Bindung des Kalkes durch die freie Kieselsäure wirksam würde. Ein Beweis für diese Annahme ist aber noch nicht erbracht worden; auch hierbei ist immer zu berücksichtigen, daß wir es im Traß nicht mit gesonderten chemischen Verbindungen, sondern mit dem einheitlichen kolloidalen Gesteinsglas als wirksamem Stoff zu tun haben.

Die hier gewonnene Auffassung über die hydraulische Wirkung von Traß deckt sich in mancher Hinsicht mit der, die Michaelis in seiner letzten Abhandlung 1907 vertreten hat, allerdings nicht ausschließlich für Traß, vielmehr für den hydraulischen Erhärtungsprozeß der Schlacken allgemein. Er sagt:

„Für den hydraulischen Erhärtungsprozeß der Schlacken kommt nur ihr glasiger, ihr kolloidaler Zustand in Betracht. Die Bildung einer erstarrten Gallerte als Grundmasse der hydraulischen Mörtel ist das Eigenartige und das allein Wesentliche an dem hydraulischen Erhärtungsvorgang. ... Die Erhärtung des Zementes und aller hydraulischen Bindemittel ist in der Hauptsache das Ergebnis einer Gelbildung."

Für den Traß kommt hierzu noch das Vorhandensein der „freien" Kieselsäure. Daraus, daß sich im Traß beiderlei Eigenschaften vereinigen, der kolloidale Zustand und das Vorhandensein der freien Kiesel-

säure, bei extrem schaumiger Beschaffenheit, wie sie von keiner künstlichen Schlacke erreicht wird, erklärt sich seine hervorragende und unübertroffene Wirkung als hydraulisches Bindemittel.

Es bleibt nun noch zu erörtern übrig, wodurch Traß seine spezifischen Eigenschaften angenommen hat. Da er aus dem gleichen Gesteinsmaterial besteht wie die weißen Bimssteine, aber auf anderem Wege abgelagert ist und seitdem in den Talniederungen lagert, kann er nur durch diese geologischen Faktoren seine anderen Eigenschaften angenommen haben. Seit der jungdiluvialen Zeit liegt er unter dem Grundwasserspiegel und nur der Traß, bei dem dies der Fall ist oder war (vergl. Fußnote S. 346), besitzt die hervorragende hydraulische Eigenschaft. Nach A. Hambloch (Der rheinische Traß usw. 1903) „unterscheidet man bei der Gewinnung des Tuffsteins gelbe, graue, dunkelgraue oder blaue Steine. Der gelbe Tuffstein ist dasjenige Vorkommen, welches der Wasserlinie am nächsten liegt, während die dunklen Arten, die zugleich die härteren und in der Regel auch die besseren Steine sind, tiefer unter derselben lagern. Eine scharfe Trennung der Schichten findet nicht statt, vielmehr ist der Farbenwechsel ein allmählicher." Der Unterschied in der Farbe, auf den der Nichtfachmann erst besonders aufmerksam gemacht werden muß, um einen solchen zu bemerken, erklärt sich leicht daraus, daß in den oberen die eisenhaltigen Bestandteile stärker oxydiert sind.

Zu der steten Durchfeuchtung mit Wasser kommt die Durchtränkung mit Kohlensäure. Das Gebiet um den Laacher See ist so reich an Kohlensäurequellen wie kein anderes in Deutschland, in den Niederungen des Brohl- und Nettetales tritt sie an vielen Stellen zutage und wird technisch ausgebeutet. Über ihre Wirkung auf die Gesteine sagt von Dechen (Geognost. Führer zu dem Laacher See, Bonn 1864, S. 265):

„In einem Gebiete wie in diesem Teil des Brohltales, wo unzählige Sauerquellen und Kohlensäure-Exhalationen vorkommen, müssen alle Klüfte des Gebirges wenigstens bis zum Niveau der Talsohle mit kohlensaurem Wasser erfüllt sein. Überall, wo diese Gewässer mit den Gesteinen in Berührung stehen, wirken sie zersetzend darauf ein."

Infolge der Jahrtausende währenden Durchfeuchtung mit kohlensäurehaltigem Wasser hat der Tuffstein Alkalien verloren[3]), Kieselsäure ist entsprechend frei geworden, Wasser eingetreten und hierdurch hat der Traß die Eigenschaften angenommen, die ihn vor den weißen Bimssteintuff auszeichnen.[4])

Somit ist Traß ein nach seinem Vorkommen und seiner Beschaffenheit wohl definierter trachytischer Tuffstein, und nur für solchen gilt der Name Traß nach der historischen Bedeutung dieses Wortes und der Anwendung, die es in der Wissenschaft der Gesteinskunde gefunden hat. Wenn daher in der neueren Zeit der Versuch gemacht wird, auch den Leucittuffstein — für andere Tuffe würde gleiches gelten — Traß zu nennen, in gemahlenem oder ungemahlenem Zustand, so muß dagegen Einsprache erhoben werden, weil dieser Tuffstein etwas völlig anderes ist. Nach seinem Mineralbestand ist er von Traß, und dem trachytischen Bimssteintuff überhaupt, dadurch schon verschieden, daß er immer Leucit enthält, jener niemals; dies allein schon würde genügen, die beiden Tuffe mit verschiedenem Namen zu belegen, und so ist es bisher auch immer gehalten worden in der Wissenschaft wie in der Praxis. Daß er vom Traß aber auch in seiner chemischen Zusammensetzung ganz wesentlich verschieden ist, soll im folgenden gezeigt werden.

In seiner Gesteinsbeschaffenheit und dem Mineralbestand unterscheidet sich der Leucittuff von dem trachytischen Bimssteintuff und dem Traß außer durch seinen Leucitgehalt durch seinen Reichtum an Nephelin und Nosean, während Feldspat zurücktritt. Schaumiger Bimsstein (auch dieser leucithaltig) fehlt nicht, nimmt aber an der Zusammensetzung des Tuffsteins nicht solchen Anteil wie der Bimsstein im Traß. Der Leucittuff enthält ferner stellenweise, namentlich bei Ettringen, große Mengen fremder Gesteinsbrocken, durch die der behauene Tuffstein schon von weitem auffällt und die ihm als Baustein besonderen Charakter verleihen. Für den gemahlenen Tuffstein wären sie unnützer, durch ihren z. T. hohen Eisengehalt schädlicher Ballast, indem ihnen hydraulische Eigenschaften völlig abgehen; aber gerade der Ettringer Stein soll als Traß eingeführt werden, um auf diese Weise die großen auf Halden gestürzten Abfallmassen zu verwerten. Für den Petrographen bieten die im Ettringer Tuffstein enthaltenen Gesteine ein reiches Feld für seine Untersuchungen nach der Natur dieser Gesteine und ihrer gegenseitigen Beziehungen, der Traß in seiner gleichmäßigen Beschaffenheit hat dem nichts Ähnliches an die Seite zu stellen, was für seine Verwendung ein großer Vorzug ist. Der Unterschied zwischen Ettringer Tuffstein und Traß liegt hierin schon klar zutage.

Nachdem ich für den Traß nachgewiesen habe, daß seine hydraulischen Eigenschaften in der physikalischen Natur und der chemischen Zusammensetzung seines Gesteinsglases begründet sind, habe ich die Leucittuffe in gleichem Sinne auf ihre Beschaffenheit geprüft, um zu versuchen, daraus auf ihre Wirkungsweise zu schließen. Da ist nun von vorne herein zu bemerken, daß unveränderte Bimssteine, wie sie im Laacher Seegebiet so massenhaft auftreten, hier fehlen. Es fehlt also gewissermaßen das Ausgangsprodukt, mit dem wir den Tuffstein vergleichen könnten, so wie wir den Traß mit dem weißen Trachytbimsstein verglichen und seine Natur daraus erschlossen haben. Als ein solches Ausgangsprodukt zum Vergleich kann auch nicht der anstehende Noseanphonolith gelten, weil in ihm das Mengenverhältnis der Gemengteile ein anderes ist. Es fehlen aber auch sonst die Bedingungen für die Herausbildung eines dem Traß analogen Tuffsteins, als welche wir für Traß seine Lagerung unter dem Grundwasserspiegel und seine stete Durchfeuchtung mit kohlensäurehaltigem Wasser kennen gelernt haben. Der Ettringer Tuffstein und die andern liegen nicht in Talniederungen unter dem Grundwasserspiegel, sondern auf den Höhen, hoch über jedem Grundwasser. Das sind beachtenswerte Unterschiede.

Über Wassergehalt und Hydratwasser im Leucittuff ist folgendes bekannt: Der Gesamtwassergehalt beträgt im Mittel nach 14 Analysen 5,63%, das ist schon ganz erheblich weniger als allein der Betrag des Hydratwassers in gutem Traß. Das Hydratwasser aber beträgt nach Bestimmungen von Tannhäuser im Leucittuff von Rieden 2,26%, in solchem von Weibern 3,69%. Nach Bestimmungen, die Burchartz (l. c. S. 53, Fußnote) ausgeführt hat, beträgt der Glühverlust (Gesamtwassergehalt) und der Gehalt an Hydratwasser im:

	Glühverlust	Hydratwasser
Riedener Tuffstein	6,90%	5,12%
Beller Backofenstein	5,91%	4,15%
Weiberner Tuffstein	5,68%	4,43%

Burchartz führt hierbei diese Tuffe als Beispiele für „nicht hydraulische Tuffsteine" ausdrücklich an.

Im Mittel wäre nach den vorliegenden Bestimmungen der Gehalt an Hydratwasser im Leucittuff 3,93%. Es gibt jedoch auch Ausnahmen; an ausgesucht reinem Tuff von Ettringen, wie man ihn in der Praxis allerdings nicht aussuchen kann, habe ich den Wasserverlust nach 5-stündigem Erwärmen auf 100° zu 5,47% gefunden, den Gehalt an Hydratwasser durch 2-stündiges Glühen bei 1000° zu 6,84% bestimmt. Dies entspräche dem Hydratwasser bei Traß, ist aber eine Ausnahme. Hieraus geht hervor, was schon der Augenschein lehrt, daß

[3]) In ausgewittertem Salz von dem Trassfelsen bei der Schweppenburg im Brohltal hat G. Bischof bestimmt: 51.69% Kali, 12.08% Natron, 20.84% Kohlensäure, 8.68% wasserfreie Schwefelsäure, 6.71% Salzsäure, Bei Nöggerath, Gebirge in Rheinland-Westfalen 4, 1826).

[4]) Wer sich über das Vorkommen und Verwertung von Traß, ebenso wie über das des Leucittuffes weiter unterrichten will, dem mag die in der Sammlung die „Rheinlande" erschienene vortreffliche Schrift von Jacobs „Die Verwertung der vulkanischen Bodenschätze in der Laacher Gegend" 1914 empfohlen sein; hier kann dies nur berührt werden.

der Leucittuff sehr ungleichmäßig zusammengesetzt ist, und bei geschickter Auswahl Proben daraus entnommen werden können, deren Gehalt an Hydratwasser dem von Traß nahezu gleichkommt. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß im Leucittuff immer ein Teil des Hydratwassers nicht in dem Bimssteinglas, sondern in dem verwitterten Leucit (dem Mehlleucit) enthalten ist, der 7,2% Wasser enthält.

Zur Prüfung der chemischen Zusammensetzung des Leucittuffes genügt die Angabe in Molekularprozenten (Tabelle III), da ich diesen Werten auch bei Traß die entscheidenden Zahlen entnommen habe. In einer Abhandlung die ich im Dezember 1919 an das Neue Jahrb. f. Mineralogie eingeschickt habe, die aber erst i. J. 1921 erscheinen wird, habe ich alle Gesteine aus dem Gebiete der Leucittuffe behandelt, da sind alle Analysen beisammen zu finden. Bei Berechnung der Molekularprozente ist der Betrag für Wasser wieder im voraus abgezogen worden (siehe S. 385). Es ist ferner zu bemerken, daß von dem Leucittuff selbst nur wenig Analysen vorliegen, was bei seiner inhomogenen Beschaffenheit erklärlich ist. Eine Analyse, die Tannhäuser mitteilt (Bautechn. Gesteinsuntersuchgn. II, 1911, S. 39, Nr. 9), bezieht sich nach meiner Berechnung nicht auf den Tuff von Rieden, wie angegeben, sondern auf einen Brocken Noseanphonolith, wie solcher im Tuff bei Rieden häufig ist; sie wird hier nicht berücksichtigt. Eine zweite, Nr. 10, die er mitteilt, ist so offenkundig falsch, daß ich sie gar nicht berechnet habe. So habe ich zur Berechnung der Molekularprozente folgende Analysen benutzt:

1. Bimsstein aus Leucittuff von Lehrberg nach Busz [5])
2. „ „ „ „ Rieden „ „
3. „ „ „ „ „ „ „
4. „ „ „ „ Olbrück „ „
5. „ „ „ „ Bell „ „
6. Leucittuff „ Rieden „ „
7. „ „ Weibern „ Liebering [6])
8. „ von Schorenberg bei Rieden nach Busz

Zu den Mineralverbindungen, die für das Gesteinsglas im Trachytbimsstein und Traß anzunehmen waren (S. 385), kommt hier noch hinzu das Leucitsilikat: $K_2O \cdot Al_2O_3 \cdot 4\ SiO_2$, in dem das Verhältnis von Kali zu Tonerde wieder 1 : 1 ist, während der Wert für die Kieselsäure gleich dem vierfachen Wert der Alkalien ist.

Für die genannten Leucitphonolith-Bimssteine 1—5 finden wir nun die folgenden Werte:

	1.	2.	3.	4.	5.	Mittel
Alkalien	14,43	8,89	11,29	11,76	8,33	10,94
Tonerde	15,16	16,09	17,76	13,03	17,12	16,03
Kieselsäure	64,71	65,01	66,43	67,55	68,84	66,53

und für die Leucittuffe (6—8):

	6.	7.	8.	Mittel
Alkalien	9,32	11,68	10,64	10,55
Tonerde	16,11	13,07	15,46	14,88
Kieselsäure	66,61	66,97	65,10	66,23

Das Verhältnis der Alkalien zu Tonerde ist in den Bimssteinen im Mittel rund 11 : 16, in den Leucittuffen im Mittel rund 11 : 15 statt 1 : 1, wie es nach dem Mineralbestand sein sollte; in beiden Gruppen ist also Tonerde im Verhältnis zu den Alkalien in Überschuß vorhanden, Wenn ich auch hier wie bei Traß annehme, daß außer den Alkalitonerdesilikaten auch Calciumtonerdesilikat vorhanden sei und entsprechend Kalk auf Tonerde verrechne, so erhalte ich für Leucittuff Nr. 6 einen Überschuß an Tonerde von 3,22%, für Nr. 7 0%, für Nr. 8 1,24%, also durchgehends weniger als im Traß.

Das Verhältnis des 6fachen Betrages der Akalien ist hier

	1—5	6—8
6 Alkalien	65,64	63,30
Kieselsäure	66,53	66,23

Hieraus sehen wir, daß in dem Verhältnis der Alkalien zu Tonerde und der Alkalien zur Kieselsäure zwischen dem Leucitphonolith-Bimsstein und dem Leucittuff kein wesentlicher Unterschied besteht, während zwischen dem Trachytbimsstein und dem Traß sehr bemerkenswerte Unterschiede festzustellen waren. Der Kieselsäureüberschuß in bezug auf das Feldspatsilikat wäre hier nur sehr klein, tatsächlich ist er größer, da das Leucit- und Nephelinsilikat weniger Kieselsäure beanspruchen.

Ich habe ferner für beide Gruppen ebenso wie vorher für Bimsstein und Traß das Kieselsäureverhältnis berechnet und folgende Werte erhalten:

	1.	2.	3.	4.	5.	Mittel
Bimsstein	0,70	0,93	0,90	0,85	1,19	0,91
	6.	7.	8.			
Tuff	0,99	0,83	0,85			0,89

Auf die Anwesenheit von freier Kieselsäure im Leucittuff kann man hieraus nicht schließen, er unterscheidet sich auch hierdurch ganz wesentlich vom Traß. Er gleicht ihm in chemischer Hinsicht allein darin, daß er ebenfalls auszutauschen vermag und daß er im Verhältnis zu den Alkalien einen Überschuß an Tonerde enthält. Wenn auch diese bei der hydraulischen Erhärtung mitwirkt, was vielfach angenommen wird, so wäre auch hierin Traß dem Leucittuff überlegen, der Traß hat aber vor dem Leucittuff seinen hohen Gehalt an freier Kieselsäure voraus und eben hierin liegt sein unübertroffener Wert als hydraulisches Bindemittel.

Wenn die Versuche ergeben sollten, daß Leucittuff hydraulische Eigenschaften besitzt, so bliebe immer bestehen, daß er sich von dem Traß nach seinem Mineralbestand und nach seiner chemischen Beschaffenheit wesentlich unterscheidet; beides sind verschiedene Gesteinsarten und müssen im Namen unterschieden werden. O. Herrmann macht in seiner Schrift über die Benennung der Gesteine in Wissenschaft, Technik, Industrie und Handel II (Der deutsche Steinbildhauer v. 20. Dez. 1919) den Vorschlag, Traß kurzweg jeden gemahlenen, hydraulisch wirkenden Tuffstein zu nennen. Dazu bemerkt bei der Besprechung in der Zeitschr. f. prakt. Geologie 1920, S. 18 Landesgeologe Berg mit Recht: „Traß ist eine petrographisch ganz bestimmte Sorte unter den vielen verschiedenen Tuffsteinen und kann in der wissenschaftlichen Nomenklatur nicht entbehrt werden.“ Das ist der Standpunkt eines jeden sachkundigen Petrographen und Geologen. Besitzt ein anderer Tuff als Traß hydraulische Eigenschaften, so soll man sein Mehl nach seiner Gesteinsart benennen; ein jeder wird dann wissen, was er von Leucittuffmehl oder anderem Gesteinsmehl zu halten hat. Aber das sei zum Schluß bemerkt, altbewährter guter Traß ist im Brohl- und namentlich im Nettetal in so großer Masse vorhanden, dass es irgendwelcher Spar-Ersatzstoffe nicht bedarf.

Im vorstehenden sind nur einige der allereinfachsten Fragen, die zu der hydraulischen Erhärtung des Trasses in Beziehung stehen und für dessen praktische Verwertung Bedeutung haben, erörtert worden. Für theoretische Untersuchungen auf diesem Gebiete bleibt noch ein weites Feld der Tätigkeit; hier käme die Beschaffenheit und Wirkung der hydraulischen Zemente überhaupt, insbesondere des Portlandzementes in Frage. Untersuchungen hierüber sind in der neuesten Zeit in dem Laboratorium für Geophysik der Carnegie-Institution in Washington angestellt worden (veröffentlicht auch in der Zeitschr. f. anorgan. Chemie Bd. 71 (1911) u. Bd. 92 (1915), es wäre zu wünschen, daß solche auch in Deutschland für die hier gebräuchlichen hydraulischen Mörtelbildner aller Art ausgeführt würden zur Förderung der Wissenschaft und zum Nutzen der Industrie.

[5]) Verhandlg. des Naturhist. Ver. der preußischen Rheinlande und Westfalens 48. 1892.)

[6]) Bergrevier Coblenz, Analyse von Prof. Finkener-Berlin).

I. Chemische Zusammensetzung von Trachyt-Bimsstein (1—4) und Traß (5—8) in Gewichtsprozenten.

	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
Kieselsäure	55,50	54,30	55,56	55,45	58,25	59,17	59,33	55,59
Titansäure .	0,21	0,24	0,15	0,12	—	—	—	—
Tonerde ...	19,81	23,04	21,68	22,67	23,19	20,46	20,78	24,18
Eisenoxyd .	2,47	1,36	2,02	1,80	0,70	5,18	4,71	1,54
Eisenoxydul	—	0,68	—	—	—	—	—	—
Mangan-oxydul ...	1,22	—	0,73	0,68	0,47	0,45	0,52	0,59
Magnesia ..	0,95	—	0,25	0,07	1,30	1,98	1,96	1,78
Kalk	1,13	1,03	0,45	0,53	3,51	2,78	1,95	3,57
Natron	8,51	10,21	10,47	10,63	2,87	4,93	5,50	2,97
Kali.....	5,72	5,88	4,73	4,72	4,80	4,67	4,69	2,71
Schwefel-säure	—	0,07	0,08	0,11	0,37	0,53	0,68	0,19
Chlor.....	—	0,24	0,26	0,21	—	—	—	—
Phosphor-säure	—	—	0,03	Sp.	—	—	—	—
Wasser unter 110°	3,99	0,35	0,45	0,25	—	—	—	—
Wasser über 110°.	0,41	2,85	2,70	2,16	2,91	—	—	6,80
	99,92	100,25	99,56	99,40	100,37	100,15	100,12	99,89

II. Chemische Zusammensetzung von Trachyt-Bimsstein (1—4) und Traß (5—8) in Molekularprozenten.

	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
Kieselsäure	65,70	64,58	65,84	65,53	67,25	67,55	67,72	67,27
Tonerde ...	13,75	16,07	15,08	15,74	15,75	13,70	13,95	17,21
Eisenoxyde	2,19	1,88	1,79	1,59	0,65	2,22	2,01	1,48
Mangan-oxydul ...	1,21	—	0,73	0,68	0,46	0,43	0,51	0,61
Magnesia ..	1,69	—	0,44	0,12	2,26	3,39	3,36	3,24
Kalk	1,43	1,30	0,57	0,66	4,34	3,40	2,38	4,62
Natron	9,72	11,72	11,97	12,14	5,44	5,46	6,07	3,48
Kali.....	4,31	4,45	3,57	3,55	3,54	3,40	3,42	2,10
Schwefel-säure	—	—	—	—	0,32	0,45	0,58	—
	100,00	100,00	99,99	100,01	100,00	100,00	100,00	100,01

III. Chemische Zusammensetzung von Lencitphonolith-Bimsstein (1—5) und Leucitphonolith-Tuff (6—8) in Molekularprozenten.

	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
Kieselsäure	64,71	65,01	66,43	67,55	68,84	66,61	66,97	65,10
Tonerde ...	15,16	16,09	17,76	13,03	17,12	16,11	13,07	15,46
Eisenoxyde	3,70	3,35	3,15	4,94	2,02	2,93	4,15	5,23
Kalk.....	1,68	6,66	1,37	2,14	3,02	3,57	1,89	5,52
Magnesia ..	0,32	—	—	0,58	0,67	1,47	2,23	3,58
Natron.....	9,80	3,47	6,92	8,33	3,78	4,80	6,03	5,52
Kali	4,63	5,42	4,37	3,43	4,52	4,55	5,65	5,12
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,01	99,99	100,01

WIEDERHERSTELLUNG DER EISENBAHNBRÜCKEN BEI HIRSON IN NORDFRANKREICH AUSGEFÜHRT VON HEIN, LEHMANN & CO., A.-G., DÜSSELDORF.

Von Dipl.-Ing. Ehrlich, Düsseldorf.

Der Bahnhof der Stadt Hirson in Nordfrankreich, etwa 10 km von der belgischen Grenze entfernt, bildet einen wichtigen Eisenbahnknotenpunkt, von dem 5 Bahnlinien auslaufen: nach Norden die Strecke über Blangis und Anor nach Charleroi und Lille, nach Westen über Ohis und Busigny nach Cambrai, nach Südwesten über Origny und Verviers nach Laon, nach Südosten über Liart nach Rethel, und nach Osten über Any nach Mézières—Charleville (Abb. 1). Die drei erstgenannten Linien überschreiten in der Nähe von Hirson die schluchtartigen Täler der Wasserläufe „Oise", „Gland" und „Thon" und waren über diese auf gewölbten Steinviadukten übergeführt, die einander ähnliche Ausbildung aufwiesen.

Abb. 1.

Der Viadukt von Blangis über den Bach „Oise" hatte 6 Öffnungen von je 18,65 m von Mitte bis Mitte Pfeiler, seine gesamte Länge betrug demnach zwischen den Endwiderlagern rund 112 m. Die für die zweigleisige Bahn in rd. 9 m Breite ausgeführten Gewölbe waren in Klinkermauerwerk in Zementmörtel hergestellt; es waren Halbkreisgewölbe von etwa 90 cm Stärke, die Zwickel wurden durch Kapellenbögen ausgeführt, die Stirnmauern bestanden ebenfalls aus Ziegelmauerwerk. In den Brüstungen und an den Bogenkämpfern waren Werksteine mitverwendet. Die untereinander gleichen Pfeiler — auffällig war das Fehlen einzelner dickerer, sogenannter

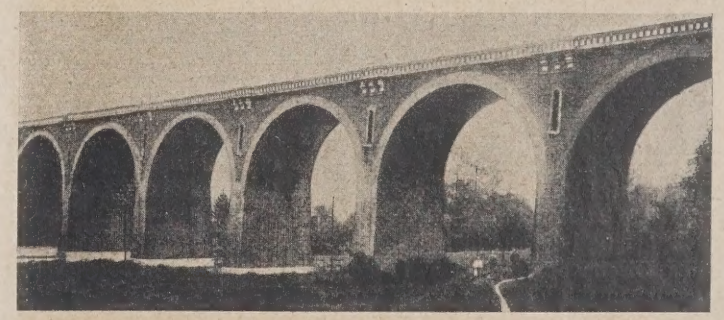


Abb. 2.

Bundpfeiler — bestanden ebenfalls aus Klinkermauerwerk; sie waren am Kämpfer 9 m breit, 2,40 m dick und hatten leichten Anlauf nach unten. Die Fundamente waren in einer Art Cyklopenbeton ausgeführt. Die mittlere Höhe von Schienenoberkante bis zur Talsohle betrug 24 m.

Der Viadukt von Origny über den „Thon" wies 12 Öffnungen von 18 m Pfeilerabstand auf, also eine Gesamtlänge von rd. 216 m; die konstruktive Ausbildung war derjenigen des Viaduktes von Blangis gleich; seine Höhe von Schienenoberkante bis Talsohle betrug im Mittel 19 m (Abb. 2).

Der Viadukt von Ohis über den „Gland" hatte 11 Öffnungen von 16,50 m Pfeilerabstand, also rd. 182 m Länge zwischen den Endwiderlagern. Abweichend von den beiden erstgenannten Viadukten fehlten hier die entlastenden Kapellengewölbe in den Gewölbezwickeln; letztere waren vielmehr mit Magerbeton ausgefüllt. Die Dicke der Mauerpfeiler betrug

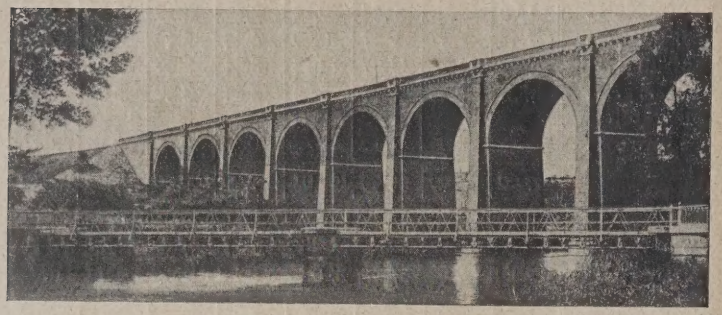


Abb. 3.

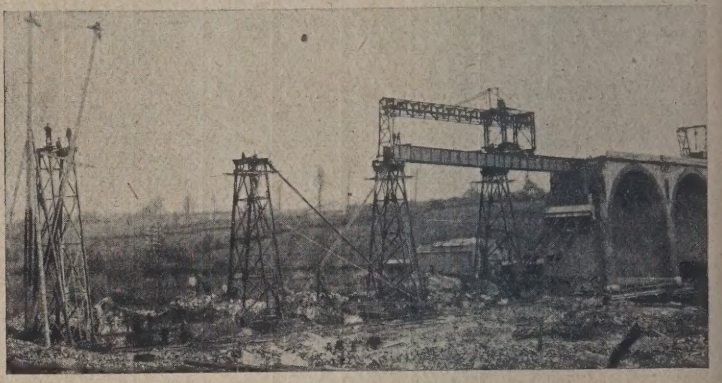


Abb. 4.

am Kämpfer etwa 3,20 m. Die Höhe von der Talsohle bis Schienenoberkante betrug durchschnittlich 22 m (Abb. 3).

Diese drei Viadukte hatten die Franzosen bei ihrem Rückzug im August 1914 durch Sprengung der Pfeiler gründlich zerstört und damit die von Hirson nord- und westwärts führenden Bahnverbindungen abgeschnitten.

Am 24. September 1914 erteilte der Chef des Feldeisenbahnwesens der Firma Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, den Auftrag, die Brücken bei Blangis und Origny in kürzester Zeit, aber spätestens bis zum 17. November, 12 Uhr mittags, eingleisig betriebsfertig wieder herzustellen. Der Zustand dieser beiden Bauwerke stellte sich nach der Zerstörung wie folgt dar.

In Blangis waren alle 6 Bögen und Zwischenpfeiler gesprengt. Die Trümmer der Gewölbe und Pfeiler lagen in gewaltigen Stücken, teilweise bis zur Größe halber Gewölbe, auf den stehengebliebenen Pfeilerstümpfen, den abschüssigen Hängen und der Sohle der scharf eingeschnittenen Waldschlucht des Oisebaches; darüber hingen zerrissen und verbogen die Schienen mit den hölzernen Querschwellen.

Die beiden Endwiderlager waren erhalten, jedoch war das nach Hirson zu gelegene nach Fortfall des Gewölbes infolge seiner größeren Höhe durch den Erddruck der Hinterfüllung einseitig stark belastet.

In Origny waren von den 12 Öffnungen 5 mit 4 Zwischenpfeilern gesprengt, in Richtung Hirson waren 6 und in Richtung Origny 1 Bogen stehen geblieben. In dem gesprengten Abschnitt bot sich das gleiche Bild der Zerstörung wie bei Blangis (Abb. 4); schwere Steintrümmer bedeckten die Pfeilerstümpfe und den Wiesenboden des Tales. Das Bett des „Thon" war stark verstopft, so daß oberhalb des Bauwerks die Wiese weithin durch den entstandenen Rückstau unter Wasser gesetzt war.

Der gleichartige Zustand der Bauwerke vor wie nach der Zerstörung führte für beide, von Einzelheiten untergeordneter Bedeutung abgesehen, auch zur Wahl der gleichen Neukonstruktion. Es galt unter Ausnutzung der erhalten gebliebenen Pfeilerfundamente eine Brückenart zu wählen, bei der sich schnellste Herstellung in der Werkstatt mit einfachster Aufstellung vereinigte. Vor allem war es wichtig, eine Aufstellungsart zu finden, welche die Überbrückung der tiefen Täler ohne Hilfsgerüste ermöglichte und die auf der Baustelle herzustellenden Schraubenverbindungen — ein Nieten war wegen der Kürze der Zeit von vornherein ausgeschlossen — auf eine Kleinstmenge beschränkte. Diese Erwägungen führten zu dem Entwurf eines besonderen Aufstellungsgerätes: eines Aufstellungswagens mit langem, festem Auslegerarm, der am vor-

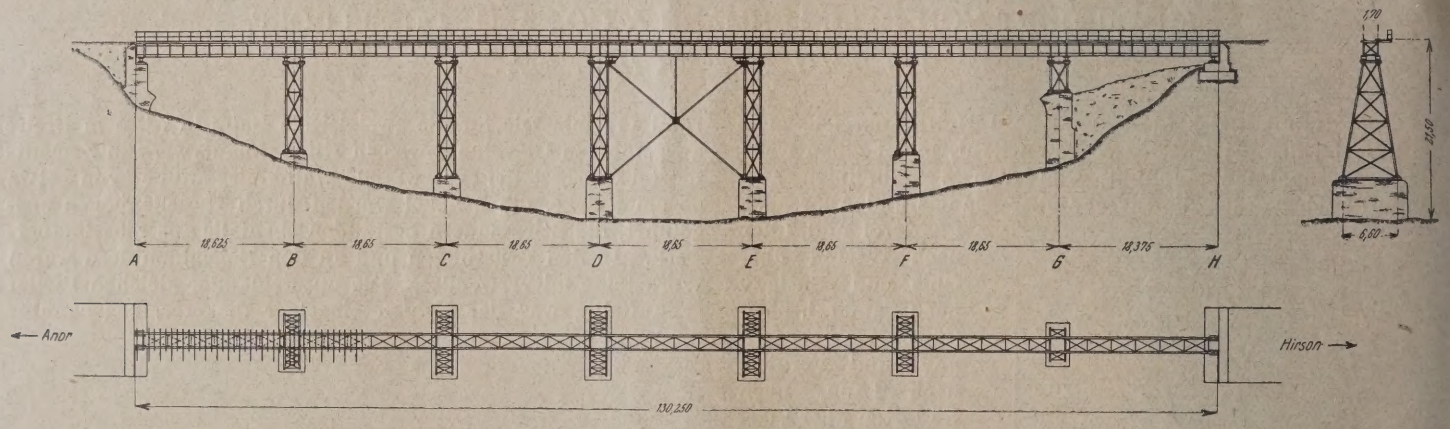


Abb. 5.

deren Ende eine leichte Hilfsstütze trägt. Innerhalb des Auslegerträgers und des Wagens befinden sich Laufkatzenträger mit zwei je 12,5 t bis 15 t-Laufkatzen. Mit diesem Gerät wurde die Möglichkeit gegeben, Balkenbrücken bis zu 25 t Gewicht und bis zu Längen von 20 m im ganzen zu verlegen. So entstand das bei Hirson angewandte Kriegsbrückensystem: in der Werkstatt zusammengenietete Blechträgerüberbauten auf eisernen Fachwerkzwischenstützen.

In Abb. 5 ist dieses System in seiner Anwendung auf die Brücke bei Blangis dargestellt. Die Fachwerkstützen, die von unten aufgebaut werden sollten, um mehrere Stützen gleichzeitig errichten zu können, sind mit Rücksicht auf die schwierige Beförderung der Teile in den schwer zugänglichen Tälern aus möglichst leichten Stäben gebildet und in den Stößen der

Stiele und den Anschlüssen der Verbandsstäbe mittels gedrehter Schrauben verbunden. Um Einspannungsmomente, welche die Berechnung und Konstruktion umständlicher gestaltet hätten, von den Fachwerkstützen fernzuhalten, sind die Überbauten durchweg mittels Rollenlagern auf den Stützen gelagert (Abb. 6). Zur Weiterleitung der Längskräfte sind die Überbauten untereinander gekuppelt und der mittlere Überbau DE durch Konsole fest mit den Stützen D und E verbunden. Zur Ableitung der Längskräfte in die Fundamente sind zwischen den Stützen D und E in Ebene der äußeren Stützenpfosten zwei Bremsverbände in Form von Strebenkreuzen eingebaut.

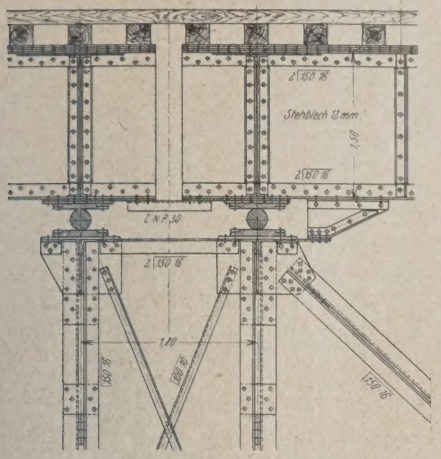


Abb. 6.

Bögen unbeschädigt, und die Pfeiler hatten den einseitigen Schub aus Eigenlast ausgehalten, ohne aus dem Lot zu gehen. Man beschloß daher, diese Bögen stehen zu lassen und auch für den Verkehr standsicher zu machen. Zu diesem Zweck war es nötig, die Pfeiler A und F in ganzer Breite gegen den einseitigen Schub zu sichern. Dies geschah durch kräftige, eiserne Streben S, welche durch hydraulische Pressen angepreßt und sorgfältig untergossen den Schub in Höhe der Kämpfer abfingen und in die Fundamente B bzw. E übertrugen.

Die Fahrbahn besteht bei beiden Brücken aus kiefernen Querschwellen, welche unmittelbar auf den Blechträgern aufliegen und das Gleis mit Entgleisungsschienen sowie an einer Seite einen Bohlenbelag und ein eisernes Geländer tragen.

Der Bauvorgang umfaßte, den örtlichen Verhältnissen entsprechend, die voraufgehenden Aufräumungsarbeiten nebst Wiederherstellung der Pfeilersockel und die Aufstellung der Eisenkonstruktion. Die Aufräumungs- und Mauerarbeiten wurden von der Firma Franz Schlüter, Dortmund, Spezialgeschäft für Beton- und Monierbau, im Auftrage und unter Leitung der Firma Hein, Lehmann & Co. A.-G., ausgeführt.

Eine große Schwierigkeit für die schnelle Aufnahme der Arbeiten bestand darin, daß fürs erste keine Eisenbahnverbindung zu den Baustellen bestand, denn die Notbrücke bei Fourmies, welche die Baustelle Blangis von Charleroi erreichbar machte, war noch nicht fertiggestellt, ebenso auch nicht die Umgehungsbahn des bei Montmédy gesprengten Tunnels, welche

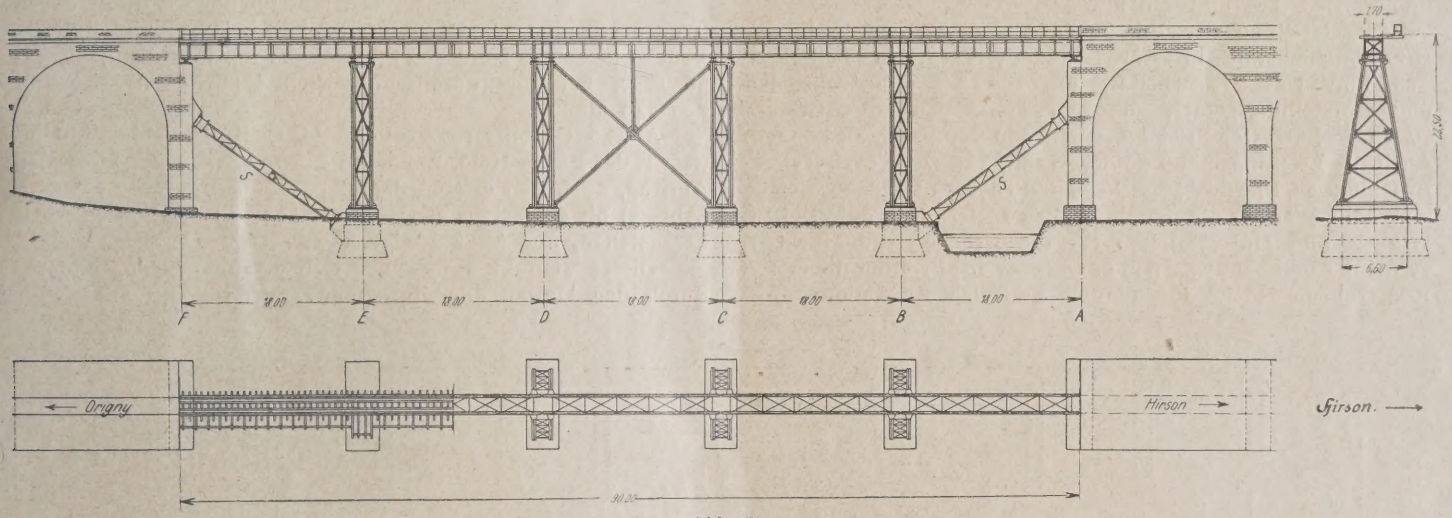


Abb. 7.

Bei Blangis war ferner eine Entlastung des Endwiderlagers G vom Erddruck erforderlich. Zu diesem Zweck wurde das Erdreich dahinter teilweise abgetragen und eine weitere Öffnung GH hinzugefügt, für die ein besonderes Endauflager H in Beton und Ziegelmauerwerk hergestellt wurde.

Dieselbe Konstruktionsart auf Origny angewandt zeigen Abb. 7 und 8. Bei dieser Brücke waren die stehengebliebenen

die Verbindung über Mézières neu herstellen sollte. Da aber keine Zeit zu verlieren war, wurden die ersten Arbeiterkolonnen aus Dortmund und Düsseldorf und die Geräte für die Aufräumungsarbeiten in Lastautos zu den Baustellen geschafft. Auch Dynamit, der für weitere Zertrümmerung der Sprengstücke nötig war, mußte in Personenkraftwagen in lebensgefährlichen

Abb. 8

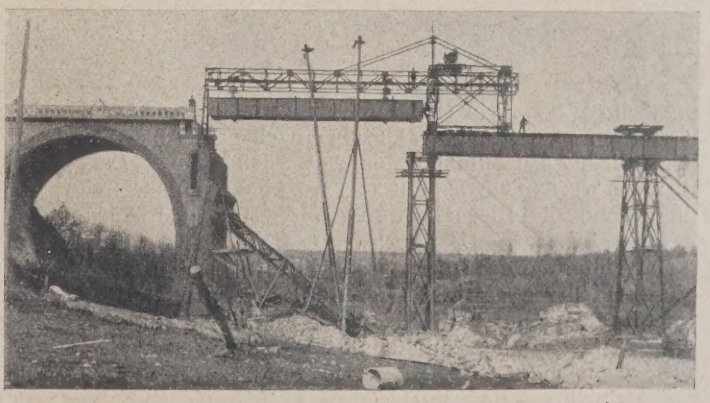


Abb. 9.

Fahrten zur Baustelle geschafft werden. So gelang es, die Aufräumungsarbeiten unter Heranziehung von Arbeitern aus Hirson und Umgebung schon 4 Tage nach Auftragserteilung zu beginnen.

Die Pfeilerstümpfe wurden von den darauf liegenden Trümmern freigemacht, das stehengebliebene Mauerwerk, soweit es durch die Sprengung beschädigt war, entfernt und die Pfeilersockel zur Aufnahme der eisernen Stützen und ihrer Verankerungen wieder hochgemauert bzw. betoniert. Das Klinkermauerwerk der Pfeiler und der zertrümmerten Bogen wies eine ganz bedeutende Festigkeit auf, so daß beinahe jedes größere Stück dem Angriff von Spitzhacke, Keil und Brecheisen widerstand und erst durch Dynamit lockergeschossen werden mußte. Längs der Pfeiler wurde ein etwa 20 m breiter Geländes treifen von Trümmern befreit und eingeebnet, um für die Beförderung der Stützenteile und Aufstellungsmaste freie Bahn zu schaffen.

Abb. 10.

Während man so draußen die umfangreichen Aufräumungsarbeiten und die Wiederherstellung der Fundamente förderte, wurde in der Brückenbauanstalt in Büros und Werkstätten fieberhaft Tag und Nacht gearbeitet, um die Eisenkonstruktionen und Aufstellungsgeräte, die alle völlig neu zu entwerfen waren, in kürzester Frist herstellen und versenden zu können. Auch die Leistungsfähigkeit der Walzwerke Deutscher Kaiser-Bruckhausen, Phoenix-Düsseldorf und Thyssen-Mülheim, welche innerhalb 4 Tagen die umfangreichen Lieferungen an Blechen, Winkel- und Universaleisen für die Brücken durchführten, verdient Anerkennung. Am 6. Oktober 1914 rollten die ersten Konstruktionsstücke für Blangis und das Aufstellungsgerät aus dem Werk. Am 11. Oktober 1914 langten sie auf der Baustelle an, so daß am 13. Oktober nach dem Abladen mit der eigentlichen Aufstellung begonnen werden konnte. Die eisernen Stützen wurden vorweg mit hölzernen Schwenkmasten errichtet und dann die Blechträgerüberbauten mit den Aufstellungswagen eingelegt. Der Ausleger des Wagens wurde jedesmal beim Einfahren des Überbaues auf dem nächsten freistehenden Gerüstpfeiler abgestützt (vgl. Abb. 4 u. 9).

Es gelang unter Einsetzung aller Kräfte in Tag- und Nachtbetrieb die gesamte Aufstellung, einschließlich Verlegung der Schwellen und Gleise, am 5. November 1914, 10 Uhr vorm., zu beenden, so daß am gleichen Tage um 1 Uhr die Probebelastung vorgenommen werden konnte, welcher die Inbetriebnahme auf dem Fuße folgte. Die gesamte Wiederherstellung dieser Brücke (rund 300 t Eisenkonstruktion) einschließlich Aufräumungs- und Betonarbeiten sowie Gleisverlegung war seitens der beauftragten Firma in der außerordentlich kurzen Zeit von 35 Tagen von Auftragserteilung bis Abnahme durchgeführt worden, wobei die durchschnittliche tägliche Arbeiterzahl etwa 220 Mann betrug.

Die ersten Konstruktionsteile für Origny rollten am 5. Oktober ab. Da zu der Zeit die Bahnstrecken besonders stark belastet waren, trafen sie erst am 17. Oktober 1914 auf der Baustelle ein und hatten dem nach gegen die vertraglich vorgesehene Laufzeit von 5 Tagen eine Verspätung von 7 Tagen erlitten. Dennoch gelang es auch hier den Anstrengungen der Firma, diese Versäumnis und noch einige Tage darüber hinaus einzuholen. Die Durchführung der Aufstellung erfolgte bis zum 8. November 1914, 11 Uhr vorm., die Probebelastung und Inbetriebnahme am gleichen Tage. Die gesamte Bauzeit einschließlich der durch Transportbehinderungen verlorenen Zeit beläuft sich bei dieser Brücke (ebenfalls rund 300 t Eisenkonstruktion) demnach auf 38 Tage, bei einer durchschnittlichen täglichen Arbeiterzahl von 140 Mann.

Am 26. Oktober 1914 erteilte der Chef des Feldeisenbahnwesens der Firma Hein, Lehmann & Co. A.-G., Düsseldorf, den Auftrag, auch den dritten der gesprengten Viadukte bei Ohis (Abb. 3) bis spätestens 2. Dezember 1914 wieder betriebsfertig herzustellen, und zwar zweigleisig.

Dieser Viadukt unterschied sich von den beiden anderen durch den Umfang der Sprengung. Von den vorhandenen

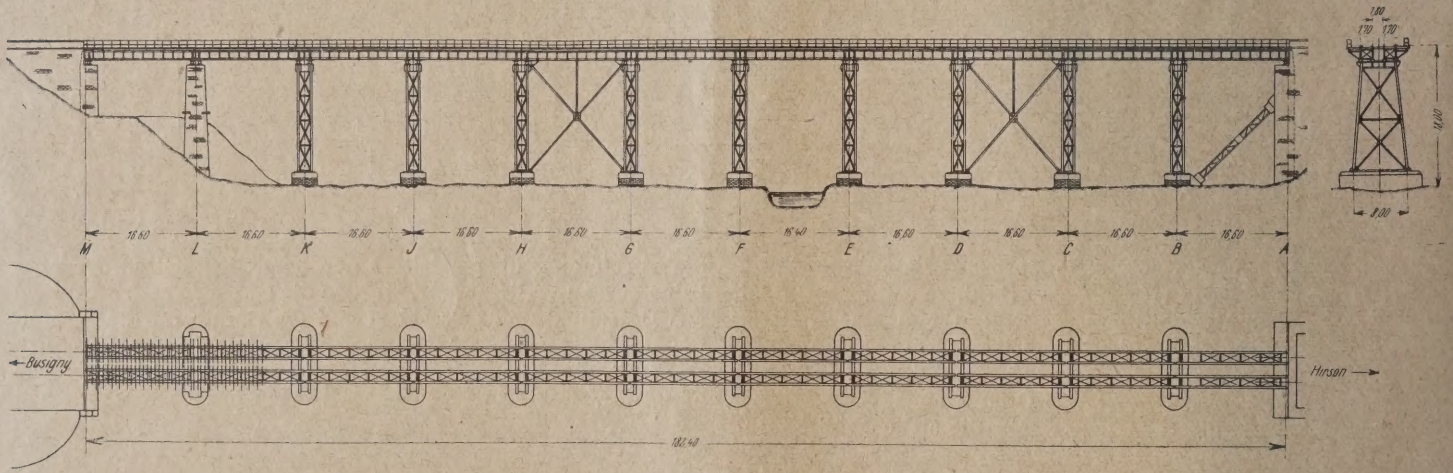


Abb. 11.

11 Öffnungen waren 9 Bögen mit 8 Zwischenpfeilern gesprengt und lagen als gewaltiger Trümmerhaufen auf dem Grunde des vom „Gland" durchflossenen Wiesentales (Abb. 10 u. 11).

Von den nicht gesprengten Endöffnungen sollte zuerst die Öffnung L—M stehen bleiben und durch ein untergebautes eisernes Lehrgerüst betriebssicher unterstützt werden, während die Öffnung K—L, welche Risse aufwies, mit Hilfe einer eisernen Hilfskonstruktion abgefangen und vorsichtig abgetragen werden sollte, um die Bogen L—M nicht zu gefährden (Abb. 11). Aber noch während man hölzerne Hilfsstreben an dem Pfeiler K anbrachte, erweiterten sich die Gewölberisse, so daß von einer Mitbenutzung des Gewölbes L—M Abstand genommen und beschlossen würde, auch diese Bögen durch Sprengung niederzu-

legen. Die Pfeilerstümpfe zeigten sich wiederum soweit erhalten, daß sie für das Aufstellen eiserner Brückenstützen benutzt werden konnten. Es ergab sich daher für die Neukonstruktion eine den Brücken von Blangis und Origny verwandte Lösung: eine Brücke aus Blechträgerüberbauten auf eisernen Fachwerkstützen. Es waren herzustellen 8 eiserne Stützen und $2 \times 11 = 22$ Blechträgerüberbauten. Die Form der Stützen war des zweigleisigen Ausbaus der Brücke wegen eine

Abb. 12.

Abb. 13.

von denen bei Blangis und Origny abweichende. Das Endwiderlager A war seiner großen Höhe wegen nicht geeignet, außer dem ruhenden Erddruck auch den der Verkehrslast aufzunehmen. Es wurde daher in ähnlicher Weise wie die einseitig freistehenden Pfeiler bei der Brücke in Origny durch eine eiserne Strebe abgestützt, die den Schub in das Fundament B überleitet. Die Aufnahme der Längskräfte erfolgte durch Kreuzverbände zwischen C und D sowie G und H in gleicher Weise wie bei Blangis.

Die Ausführung der Aufräumungs- und Mauerarbeiten ging in derselben Weise vor sich wie bei den beiden anderen Viadukten; sie konnten, da entsprechende Arbeiterkolonnen in Blangis und Origny frei wurden, bereits am Tage der Auftragserteilung aufgenommen werden. Besondere Maßnahmen forderte die Sprengung des Bogens L—M, da unter diesem eine im Betrieb befindliche Bahnlinie durchführte. Sprengung und Freimachung der Strecke von den Trümmern mußten in einer Betriebspause von 8 Stunden durchgeführt werden, wovon aber nur $5\frac{1}{2}$ Stunden für die Arbeit in Anspruch genommen wurden.

Die Aufstellung gestaltete sich ähnlich wie bei den andern Viadukten (Abb. 12). Die Stützen wurden mit hölzernen Schwenkmasten auf den freigemachten und wiederhergestellten Pfeilersockeln errichtet. Die eisernen Blechträgerüberbauten wurden in der Werkstatt fertig zusammengebaut und vernietet verladen und gelangten von Hirson her an die Baustelle. Das Auflegen der Überbauten erfolgte mit den beiden unterdessen in Blangis und Origny freigewordenen Aufstellungswagen, die nebeneinander vorrückend die beiden Brückenstränge einbauten.

Die ersten Konstruktionsteile rollten am 29. Oktober ab und langten am 12. November 1914 auf der Baustelle an; die letzten Überbauten wurden am 28. November 1914 eingelegt. Das Aufbringen der Schwellen und Gleise war beendet am 1. Dezember 1914, 9 Uhr vorm., worauf unmittelbar um 10 Uhr die Probebelastung und Abnahme erfolgte (Abb. 13).

Die gesamte, ungefähr 900 t umfassende Lieferung, die Aufstellung einschließlich der Sprengungs-, Aufräumungs- und Betonarbeiten war demnach in dem außergewöhnlich kurzen Zeitraum von 35 Tagen bewältigt worden, bei einer durchschnittlichen täglichen Arbeiterzahl von etwa 250 Mann. Eine Leistung, die unter den Kriegsbrückenbauten für den Chef des Feldeisenbahnwesens mit an erster Stelle stehen dürfte.

Im weiteren Verlauf des Krieges erfuhr die Brücke bei Blangis mehrfache Umänderungen. Zuerst ging man dazu über, die eisernen Fachwerkstützen durch Hochmauern der Pfeiler zu ummanteln, teils als Vorbereitung zum späteren zweigleisigen Ausbau, teils um die in der einsamen Waldschlucht schwer zu bewachende Brücke gegen Sabotageakte der Einheimischen zu schützen, da kurz nach Fertigstellung der Brücke nächtliche Sprengungen an den Stützenfüßen versucht waren. Später machte der lebhafte Betrieb auf der wichtigen Verbindungslinie Lille—Rethel den zweigleisigen Ausbau der Brücke zur dringenden Notwendigkeit. Er wurde im Jahre 1917 im Auftrage der Militäreisenbahndirektion 3 von der Firma Hein, Lehmann & Co. A.-G. in der Weise durchgeführt, daß von den vorhandenen 7 Überbauten 4 mittlere seitlich auf den Pfeilern verschoben und die restlichen 3 vermehrt um einen neu gelieferten für das zweite Gleis mit dem oben beschriebenen Aufstellungsgerät daneben gelegt wurden; die freiwerdenden 3 Öffnungen an den Enden hatte die Eisenbahndirektion durch Betongewölbe überbrücken lassen. Die Ableitung der Bremskräfte aus den Blechbrücken an den festen Endwiderlagern erfolgte durch besondere Verankerungen. Diese Bauausführung ließ deutlich den Einfluß des Eisenmangels erkennen; denn der rasche Umbau für zweigleisigen Betrieb, wie ihn der Bedarf des Heeres erheischte, wäre durch Neulieferung von 7 Blechträgerbrücken für ein zweites Gleis viel schneller zu erreichen gewesen als durch den zeitraubenden Einbau von Betongewölben.

Leider sind die Hirsonbrücken beim Rückzug des Heeres im Herbst 1918 den Sprengungen der Sicherungskommandos abermals zum Opfer gefallen, und es ist anzunehmen, daß die Franzosen ihre abermalige Wiederherstellung im alten Charakter als gewölbte Brücken vornehmen werden.

EINFLUSS DES MÖRTELS AUF DIE FESTIGKEIT DES MAUERWERKS.

Von Professor Dr.-Ing. Quietmeyer, Hannover.

Zur Unterstützung meiner Vorträge über Mörtelkunde pflege ich alljährlich eine Reihe von Backsteinpfeilern auf ihre Druckfestigkeit zu untersuchen. Als Mörtel kommen Luftkalk-, Kalktraß-, verlängerter Zementmörtel, Zement- und Zementtraßmörtel, ausnahmsweise auch Lehmmörtel zur Verwendung. Die Abmessungen der Versuchskörper sind i. d. R. 25.25.70 cm; letzteres Maß ergibt sich aus neun Ziegelschichten und dem unteren und oberen Abgleich. Vereinzelt, namentlich für exzentrische Belastung, kommen auch Pfeiler von $1\frac{1}{2}$ Stein Stärke und 21 Schichten mit einer Höhe von r. 1,60 m zur Untersuchung. Die Verwendung verschiedener Mörtel bei sonst gleichem Ziegelmaterial dient dazu, deren Einfluß auf die Mauerwerksfestigkeit zu ermitteln. Unter Zugrundelegung der örtlichen Materialpreise und Löhne kommt man dann zu der

$$\text{Wertigkeit des Mauerwerks} = \frac{\text{Bruchfestigkeit kg/qcm}}{\text{Mauerwerkskosten cbm}},$$

mit deren Hilfe es leicht ist, sich im Falle außergewöhnlicher Belastungen für die Verwendung festerer Ziegel, hochwertigeren Mörtels oder für größere Mauerwerksstärken zu entscheiden. Die Versuche sind seit einer Reihe von Jahren wiederholt, nicht immer mit Ziegeln gleicher Herkunft, doch wurde die ermittelte Mauerwerksfestigkeit stets in Hundertteilen der Ziegelfestigkeit der jeweilig verwendeten Backsteine ausgedrückt. Letztere wurde in der bekannten Weise an Probekörpern ermittelt, die aus den zwei, mit knirscher Zementmörtelfuge (1 Z., 1 S.) aufeinandergekitteten Hälften eines zersägten Ziegels hergestellt sind. Derartige Probekörper wurden mindestens 3, i. d. R. 5 angefertigt. Von Versuchen mit Pfeilern aus Bruch- oder Hausteinen konnte um so eher Abstand genommen werden, als die Vorgänge bei der Zerstörung des Mauerwerks und die Einwirkung der verschiedenen Mörtelarten auf die Druckfestigkeit nirgends so klar erkennbar sind wie bei Ziegelmauerwerk.

Beginnt man die Prüfungen mit Pfeilern, bei denen zugschwacher Mörtel — also Luftkalk- oder auch Lehmmörtel — zur Verwendung kam, so wird man eine überraschend geringe Mauerwerksfestigkeit im Verhältnis zur Ziegelfestigkeit erhalten, die nur ganz selten 40 vH der letzteren[1]) erreicht; als Mittel aus meinen Versuchen ergaben sich 36 vH, wobei das Alter der Probekörper i. d. R. etwa 90 Tage betrug. Mit Lehmmörtel gemauerte Pfeiler waren den mit Luftkalkmörtel hergestellten in diesem Alter durchweg etwas überlegen. Bei aufmerksamer Beobachtung der Brucherscheinung erklärt sich jedoch dieser Festigkeitsabfall sehr leicht und in guter Übereinstimmung mit den theoretischen Betrachtungen. In den meisten Fällen (73 vH) traten bei meinen Versuchen die ersten Risse in den die Stoßfuge der Binder überdeckenden Läufern auf. Fast gleichzeitig, aber schwerer erkennbar, löst sich der Mörtel der Stoßfuge vom Stein. Und da der erste Riß in den Läufern zumeist unter der Stoßfuge oder doch nur schwach seitlich davon liegt, so entsteht ein von oben bis unten durchgehender Trennungsriß in Pfeilermitte der Längsachse nach, der i. d. R. erst vor den die Druckplatten der Presse berührenden Ziegelschichten halt macht. In weiterer Folge treten dann auch Risse in den Bindern und seitlich der Mitte in den schon zerrissenen Läufern auf. Diese Risse in den Steinen und zwischen Stoßfuge und Stein klaffen in den weitaus meisten Fällen in gleicher Breite, rühren also nicht von Biegungsspannungen her, sondern sind auf die Wirkung von wagerechten Zugspannungen zurückzuführen, die ja infolge der Querdehnung der Körper stets vorhanden sind. Und hauptsächlich diese Spannungen sind es, die bei aus zugschwachen Stoffen bestehenden Druckkörpern, bei Mauerwerk und Beton die schließliche Zerstörung herbeiführen. Daneben treten bei Mauerwerkskörpern auch noch andere Kräfte zerstörend auf, so besonders Biegungsmomente, die aus ungleicher Zusammenpressung der in der Stärke fast stets etwas schwankenden Lagerfuge oder aus dem Vorkommen kleiner Steinchen im Mörtel entstehen und in der Zugzone die Querdehnungsspannungen unterstützen. Auch Brandrisse setzen die Mauerwerksfestigkeit stark herab, indem sie den Widerstand der Ziegel gegen die Querdehnungsspannungen verringern, während sie bei der Ziegelprobe ebenso wenig eine Rolle spielen, wie die Biegungsspannungen. Denn bei den kleinen Probekörpern für Ermittlung der Ziegelfestigkeit, die ja nur 12 cm Seite haben und mit knirscher Zementfuge aufeinander gekittet sind, treten Biegemomente nicht auf, auch sind wohl nur selten Brandrisse vorhanden, da man Ziegel mit solchen kaum zersägen kann, wenn man zwei unbeschädigte Hälften gewinnen will. Weiter werden Scherkräfte als Folge ungleicher Fugendicke beim Mauerwerkskörper auftreten, beim Zerdrücken der Ziegelprobewürfel aber nicht.

Der Einfluß dieser Nebenkräfte, die bei der Ziegelprobe nicht oder doch nur ganz untergeordnet zur Wirkung kommen, vermag aber den gewaltigen Abfall der Mauerwerksfestigkeit auf wenig über $^1/_3$ der Ziegelfestigkeit doch nur zu einem geringen Teil zu erklären, die fast alleinige Ursache ist vielmehr in der mangelhaften Verkittung der Steine durch die Stoßfuge und der geringen Zugfestigkeit der Lagerfuge zu suchen. Um dies zu erkennen, verfolgen wir die Wirkung der Querdehnung einmal etwas eingehender, und zwar der Einfachheit halber an dem Fall des 1 Stein starken Pfeilers. Die Binder B sind unter der Belastung bestrebt, sich ein jeder nach links und rechts auszudehnen, beide also auch nach der Mitte zu gegeneinander. Hier treffen sie auf den Mörtel der Stoßfuge, der zwar — zugschwach — die Steine nicht miteinander zu einem Ganzen verkittet, aber auf sie bei der Bewegung nach der Mitte zu einen wagerechten Gegendruck ausübt. Eine Verschiebung der Binder gegen die Läufer der angrenzenden Schichten würde also auch, abgesehen von der Reibung in den Lagerfugen, nur um das geringfügige Maß der wagerechten Zusammenpressung der Stoßfuge stattfinden. Der Läufer befindet sich unter der gleichen Querdehnung, setzt dieser eine entsprechende Zugspannung entgegen, dient aber gleichzeitig auch als Lasche für die anliegenden zugschwachen Lagerfugen und hat ebenso die Querdehnungsspannungen der über und unter ihm liegenden Binder je zur Hälfte zu übernehmen. Er erleidet also eine mehr als doppelte Zugspannung derjenigen, die dem auf Ziegelfestigkeit geprüften Steine zugemutet wird. Die zwei Läufer einer Pfeilerschicht haben also auf einen Querschnitt von

$$2.12.6\tfrac{1}{2} = 156 \text{ qcm}$$

dieselbe Zugspannung aufzunehmen, die, wenn die Lagerfugen ebenso zugfest wären wie die Ziegel, und die Stoßfuge eine vollständig zugfeste Verkittung der Binder bewirkte, von einem Querschnitt von

$$\left(2.\frac{6,5}{2} + 2.1,2.6,5\right).25 = 385 \text{ qcm}$$

aufgenommen würde. Die Widerstandsfähigkeit des Mauerwerkpfeilers gegen Querdehnung sinkt mithin gegenüber der des Ziegels auf

$$\frac{156}{383} = 0,405 = \text{rd. } 40 \text{ vH.}$$

Wenn nun die Versuche eine Mauerwerksfestigkeit gleich 36 vH der Ziegelfestigkeit ergaben, gleichgültig, ob ein Kalkmörtel in üblicher oder in sehr magerer Mischung zur Verwendung kam, so muß daraus gefolgert werden, daß die wagerechten Querdehnungsspannungen nahezu ausschließlich die Zerstörung bewirken und daß eine höhere Mauerwerksfestigkeit nur bei Verwendung zugfester Mörtel erreicht werden kann.

Eine Nachprüfung dieses Ergebnisses wurde in der Weise vorgenommen, daß die Wirkung der nicht verkittenden Stoßfuge ausgeschaltet wurde, indem Mauerwerkspfeiler ohne Stoßfuge aus Verblendern von 12.12.6,8 cm und 4 Schichten Höhe in Kalkmörtel 1 : 3 mit Fugenstärke von 1,2 cm hergestellt wurden. Das Verhältnis der Breite zur Höhe der Pfeiler war $\frac{12}{33,2} = 0,36$, also das gleiche, wie bei den 1 Steinstarken Probekörpern. Die Pfeiler wurden im Alter von 73 Tagen der Druckprobe unterworfen, sie zeigten eine

Mauerwerksfestigkeit 115 kg/qcm,
Ziegelfestigkeit 174 kg/qcm.

[1]) Germer (Mauerwerks-Untersuchungen, Berlin 1910) erreichte bei 8 zum Vergleich geeigneten Probekörpern von 4 Schichten Höhe und einem Alter von 28 Tagen, Fugenstärke 12 mm, Luftkalkmörtel 1 : 3 i. M. nur $33^1/_2$ vH der Ziegelfestigkeit, während Burchartz (Luftkalke und Luftkalkmörtel, Berlin 1908, Seite 148) zu etwas höheren Werten gelangt. Er fand bei Verwendung von Kalkmörtel in Mischung 1 Rtl. Kalkteig zu $2^1/_2$ Rtl. Sand bei Probekörpern aus 3 verschiedenen Ziegelsorten im Alter von 28 Tagen eine Mauerwerksfestigkeit von i. M. 35,7 vH der Ziegelfestigkeit, im Alter von 115 Tagen eine solche von 41 vH. Dabei waren die Probekörper jedoch bei $1^1/_2$ Stein Stärke nur 5 Schichten hoch, mußten also höhere Bruchfestigkeiten ergeben als die von mir verwendeten Pfeiler. Burchartz empfiehlt als Schätzungswert für die Mauerwerksfestigkeit 40 vH der Ziegelfestigkeit.

Da die Lagerfuge als zugschwach an der Aufnahme der Querkräfte nicht teilnimmt, kommt von der Schichthöhe von 8 cm nur die Ziegelhöhe von 6,8 cm in Wirksamkeit, mithin war im Höchstfalle eine Mauerwerksfestigkeit von $\frac{6,8}{8} = 0,85$ der Ziegelfestigkeit, d. i. 148 kg/qcm zu erwarten. Es ist demnach die erreichte Festigkeit (115 kg/qcm) = 78 vH der möglichen (148 kg/qcm) mehr als doppelt so groß, wie beim Mauerwerk mit Stoßfuge. Die Versuche mit den stoßfugenlosen Pfeilern bekräftigen mithin die Auffassung, daß die Zugspannungen aus der Querdehnung das hauptsächlich Zerstörende bei Mauerwerkskörpern sind.

Welche Erfolge man bei Verwendung besserer Mörtel zu erwarten hat, mögen die nachstehenden, meinen Versuchen entnommenen Zahlen darlegen. Wenn dabei die erzielten Mauerwerksfestigkeiten ebenso wie vorhin beim Kalkmörtelmauerwerk in Hundertteilen der Ziegelfestigkeit angegeben sind, so geschah dies der leichteren Übersicht halber. Streng genommen ist es nicht richtig, denn die Zugfestigkeit der Lagerfuge bzw. die Haftfestigkeit des Mörtels der Stoßfuge bleiben ja bei ein und demselben Mörtel die gleichen, sie treten mit der gleichen Größe erhöhend zur Zugfestigkeit der Ziegel hinzu, einerlei, ob der Ziegel eine hohe oder geringe Festigkeit besitzt. Von der Gesamtfestigkeit des Mauerwerks wird also bei schwachen Ziegeln ein verhältnismäßig größerer Anteil auf die Leistung des Mörtels fallen wie bei sehr festen Ziegeln[2]). Je mehr sich aber Ziegel- und Mörtelfestigkeit einander nähern, wie z. B. bei Verwendung von Zementmörtel, um so mehr ist die Angabe der Mauerwerksfestigkeit in Hundertteilen der Ziegelfestigkeit zulässig.

Bei den nachstehend angeführten Mörteln handelt es sich immer um Mischung in Raumteilen und, soweit Kalk verwendet wurde, um Kalkteig. Die Abkürzungen: K., Tr., Z., S., bedeuten: Kalkteig, Traß, Zement, Sand. Als Mittel aus einer größeren Reihe von Versuchen fand ich für die Mauerwerksfestigkeit bei Traßmörtel:

1 K., 1 Tr., 1 S.:	54	vH	der Ziegelfestigkeit
1 K., 1 Tr., 2 S.:	53	„	„ „
1 K., 1½ Tr., 2 S.:	56	„	„ „

Mauerwerksfestigkeit bei verlängertem Zementmörtel:

1 Z., 1 K., 6 S.:	75	vH	der Ziegelfestigkeit
1 Z., 1 K., 8 S.:	75	„	„ „
1 Z., 2 K., 8 S.:	65	„	„ „

Mauerwerksfestigkeit bei Zement-Traßmörtel:

1 Z., ½ Tr., 4 S.:	92	vH	der Ziegelfestigkeit
1 Z., ½ Tr., 6 S.:	78	„	„ „

Mauerwerksfestigkeit bei Zementmörtel:

1 Z., 4 S.:	90	vH	der Ziegelfestigkeit
1 Z., 6 S.:	79	„	„ „

Von den für die Versuche herangezogenen Mörteln wird der Traßmörtel meistens nur in Frage kommen, wo der Traß auf dem Wasserwege verfrachtet werden kann, bei Bahnbezug wird er sich i. a. zu teuer stellen gegenüber den damit erreichten Festigkeiten, doch würden diese wohl nennenswert größer sein, wenn man die Probekörper statt nach 90 Tagen in höherem Alter geprüft hätte, da Traßmörtel zu den langsam erhärtenden zählt. Beim verlängerten Zementmörtel wird die Mischung 1 Z., 1 K., 8 S. als nicht mehr streichgerecht ausscheiden, die Grenze der Magerung dürfte etwa bei 1 Z., 1 K., 7 S. liegen.

[2]) Dies zeigte sich auch sehr deutlich bei einer Reihe von Versuchskörpern, die aus Ziegeln von 230 kg/qcm Festigkeit hergestellt waren. Hier betrug in einem Falle die Mauerwerksfestigkeit, die 163 kg/qcm erreichte, nur 71 vH der Ziegelfestigkeit, während sie bei Verwendung eines Ziegels von nur 146 kg/qcm Festigkeit bei gleichem Mörtel auf 89 vH der Ziegelfestigkeit stieg, also scheinbar viel höher, obgleich sie nur den geringeren Wert von 130 kg/qcm erreichte. Die Ergebnisse dieser Reihe sind deshalb bei Errechnung der nachstehend angegebenen Mittelwerte nicht mit herangezogen.

Der bemerkenswerte Festigkeitsabfall bei Verwendung der Mischung 1 Z., 2 K., 8 S., die sich ungefähr ebenso teuer stellt wie die von 1 Z., 2 K., 7 S., bestätigt die Regel, daß man, vom mageren Zementmörtel ausgehend, diesem nur soviel Kalk zusetzen soll, wie erforderlich ist, um ihn streichgerecht zu machen, nicht aber, vom Kalkmörtel ausgehend, diesem zur Verbesserung Zement zusetzt. Der Zementtraßmörtel bietet in bezug auf Festigkeitsgewinn zwar einige geringe Vorteile gegenüber dem Zementmörtel, sein Wert liegt aber wesentlich auf anderem Gebiete: große Dichtigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Seewasser usw. Die Verwendung der mageren Mischung: 1 Z., ½ Tr., 6 S. rechtfertigt sich kaum, da sie das Mauerwerk gegenüber einer fetteren Mischung nur um ein geringes verbilligt. Übrigens sei vom Zementtraßmörtel hier angeführt, daß ich in einem Falle damit eine Mauerwerksfestigkeit erzielte, die die der Ziegelfestigkeit sogar um etwas übertraf! Von den Zementmörteln scheidet die Mischung von 1 Z., 6 S. für die Praxis als nicht mehr kellengerecht aus. Zu den zugschwachen Mörteln sei noch bemerkt, daß sich der Magerungsgrad des Kalkmörtels für die Mauerwerksfestigkeit als völlig bedeutungslos erwies; ich erzielte bei der Mischung 1 K., 6 S., die ja für die Praxis überhaupt nicht mehr in Frage kommt, teils geringere, teils aber auch höhere Festigkeiten als bei der Mischung 1 K., 3 S. Als Beweis, wie belanglos die Festigkeit des Kalkmörtels für die Mauerwerksfestigkeit ist, soweit es sich nicht etwa um eine sehr erhebliche Erhärtungsdauer handelt, sei angeführt, daß auch Probepfeiler zur Untersuchung gelangten, die mit reinem nassen Quarzsand aufgemauert waren. Die Fugen erhielten später einen Kalkmörtelverstrich von etwa 1½ cm Tiefe. Die Mauerwerksfestigkeit stand der bei Verwendung mit Kalkmörtel erzielten nicht nach.

Wenn demnach der zugschwache Mörtel bei Aufnahme der Spannungen aus der Querdehnung gar nichts leistet, so sichert bei solchem Mörtel nur ein guter Verband den Bestand des Mauerwerkes; ist ein solcher nicht zu erreichen, wie z. B. bei kleinem nicht lagerhaftem Bruchstein, so muß man den Luftkalk durch Wasserkalk ersetzen oder den Mörtel durch Beigabe von Traß oder Zement verbessern, ihn „zugfest" machen. Aus der mangelnden Zugfestigkeit des Luftkalkmörtels erklären sich auch die Mißerfolge, die die um die Mitte des vorigen Jahrhunderts häufig angestellten Versuche, den Kalkpisébau einzuführen, stets scheitern ließen.

* * *

Ermittelt man nun auf Grund der örtlichen Preise für Material und Arbeitslohn die bei Verwendung der verschiedenen Mörtelarten sich ergebenden Mauerwerkskosten und errechnet unter Benutzung der obigen Angaben die

$$\text{Wertigkeit des Mauerwerks} = \frac{\text{Bruchfestigkeit kg/qcm,}}{\text{Kosten kbm}}$$

so erhält man einen anschaulichen Wertmesser für die Vorteile, die man mit besserem Mörtel erzielt.

Unter Zugrundelegung der hierorts augenblicklich gängigen Materialpreise und Löhne betragen die Mauerwerkskosten für 1 cbm (ausschließlich Rüstungen) bei Verwendung von

Kalkmörtel	1 K., 3	S.		180	M.,
Kalktraßmörtel	1 K., 1	Tr., 1	S.	189	„
„	1 K., 1	Tr., 2	S.	187	„
„	1 K., 1½	Tr., 2	S.	191	„
Verlängerter Zementmörtel	1 Z., 1	K., 7	S.	197	„
„ „	1 Z., 2	K., 8	S.	195	„
Zementtraßmörtel	1 Z., ½	Tr., 4	S.	216	„
„	1 Z., ½	Tr., 6	S.	202	„
Zementmörtel	1 Z., 4	S.		212	„

Unter Einsetzung dieser Preise würde sich z. B. für Kalkmauerwerk in Mörtelmischung 1 : 3 der Wert ergeben:

$$\frac{\text{Bruchfestigkeit}}{\text{Mauerwerkskosten cbm}} = \frac{0,36 \cdot \text{Ziegelfestigkeit}}{180}$$

Gehen wir von dieser Größe als Grundzahl 1 aus, so erhalten wir für die

Wertigkeit des Mauerwerks

bei Kalkmörtel	1 K.,	3	S.		=	1,00
„ Kalktraßmörtel	1 K.,	1	Tr.,	1 S.	=	1,43
„ „	1 K.,	1	Tr.,	2 S.	=	1,42
„ „	1 K.,	1½	Tr.,	2 S.	=	1,47
„ verlängert. Zementmörtel	1 Z.,	1	K.,	7 S.	=	1,90
„ „ „	1 Z.,	2	K.,	8 S.	=	1,67
„ Zementtraßmörtel . . .	1 Z.,	½	Tr.,	4 S.	=	2,13
„ „	1 Z.,	½	Tr.,	6 S.	=	1,93
„ Zementmörtel	1 Z.,	4	S.		=	2,12

Wenn diese Zahlen auch für jeden Ort verschieden ausfallen werden, und zudem keinen allzu hohen Anspruch auf absolute Genauigkeit erheben können wegen des schon erwähnten Fehlers, der der Angabe der Mauerwerksfestigkeit in Hundertteilen der Ziegelfestigkeit bei großer Verschiedenheit der letzteren anhaftet, so geht aus der Zusammenstellung doch ohne weiteres hervor, daß bei den angenommenen Preisen dieVerwendung von Kalktraßmörtel nicht vorteilhaft ist, die von Zementmörtel in Mischung von 1 : 4 die Arbeit bereits nennenswert verteuert, daß man mit verlängertem Zementmörtel 1 Z., 1 K., 7 S. bei nur etwa 10 vH Mehrkosten bereits nahezu die doppelte Mauerwerksfestigkeit von der bei Kalkmörtel erreicht, und daß, wo es sich um Erzielung der größtmöglichen Festigkeit handelt, der Zementmörtel und der Zementtraßmörtel in Mischung von etwa 1 Z., ½ Tr., 4 S. an erster Stelle stehen.

* * *

Von den hochwertigen Mörteln wird vorzugsweise der Bauingenieur Gebrauch machen, sei es, weil seine Mauerwerksausführungen stärkeren Belastungen ausgesetzt sind oder größere Dicke haben, bei der der Luftkalkmörtel im Innern überhaupt nicht mehr erhärtet, oder daß Wasser oder Bodenfeuchtigkeit zur Verwendung hydraulischen Mörtels zwingen; im Hochbau dagegen wird die mit Luftkalkmörtel erreichbare Festigkeit des Mauerwerks in den meisten Fällen genügen. Handelt es sich ausnahmsweise um höhere Beanspruchungen, so kann man nach den angeführten Wertigkeitszahlen leicht entscheiden, ob es vorteilhafter ist, in solchen Fällen einen teureren, aber festeren Ziegel oder aber einen besseren Mörtel zu verwenden. Kostet der festere Ziegel Überpreis, so wird sich das Mauerwerk aus gewöhnlichen Ziegeln unter Verwendung eines hochwertigen Mörtels stets billiger stellen. Das dritte Mittel, die Materialbeanspruchung durch Verstärkung der Abmessungen zu verringern, wird sich wohl stets teurer stellen als der Mehraufwand für besseren Mörtel.

Um den Einfluß der Fugendicke festzustellen, wurden verschiedentlich Pfeiler mit 11 mm gegen solche mit 16 mm Fuge in Vergleich gestellt. Wie zu erwarten war, zeigte sich der Festigkeitsabfall bei Kalkmörtel bei der stärkeren Fuge größer als bei zugfesteren Mörteln. Im Mittel sank die Druckfestigkeit bei

Kalkmörtel	von	100	auf	77
Kalktraßmörtel	„	100	„	92
verlängertem Zementmörtel . . .	„	100	„	85
Zementtraßmörtel	„	100	„	95
Zementmörtel	„	100	„	85

Außer diesen Probekörpern von 1 Stein Stärke und 9 Schichten Höhe, bei denen verschiedene Mörtel zur Verwendung kamen, wurden noch solche von 1½ Stein Stärke und 21 Schichten Höhe mit stets demselben Mörtel (1 Z., 2½ K., 8 S.) ausgeführt, um daran den Einfluß der exzentrischen Belastung festzustellen. Das Alter der Probekörper schwankte bis auf einen Fall zwischen 40 und 55 Tagen. Das Druckmittel der exzentrisch belasteten Pfeiler lag 5 cm außerhalb der Mitte, also noch innerhalb des Kerns des Querschnittes. Die rechnungsmäßige Kantenpressung der exzentrisch belasteten Pfeiler betrug bei der Zerstörung — die der zentrisch belasteten = 100 gesetzt —

179
177
210
160
196
221
164
i. M. 195

Die exzentrisch belasteten Pfeiler ertrugen also nahezu die doppelte Materialbeanspruchung beim Bruch wie die zentrisch belasteten.

Das Ergebnis wird überraschen, obgleich es sich leicht aus der Querdehnung erklären läßt: Die am stärkten beanspruchte äußere Faser eines beliebigen Querschnittes wird durch die weiter rückwärts liegende und diese wieder durch die noch weiter rückwärts liegende an der vollen Querdehnung, die dem auf sie ausgeübten Drucke entsprechen würde, gehindert. Und wenn die Querdehnung fast ausschließlich die Zerstörung des Mauerwerkskörpers bewirkt, so muß diese Zerstörung demnach beim exzentrisch belasteten Körper verhältnismäßig später eintreten.

Für die Praxis ist diese Erscheinung bei Bestimmung der Stärken von Stützmauern usw. natürlich von der allergrößten Bedeutung. Es ist zu wünschen, daß andere, mit reicheren Mitteln ausgerüstete Versuchsstellen diese meinerseits an nur 14 Körpern festgestellten Ergebnisse eingehend nachprüfen.

ZUR GESCHICHTE DES LEHMBAUES IM MITTELALTER UND IN DER NEUEREN ZEIT.

Von Dr. Otto Neustätter, Direktor der geschichtlichen Abteilung des Deutschen Hygiene-Museums, Dresden.

(Schluß von Seite 366).

Um die gleiche Zeit kam von Frankreich die begeistert-Empfehlung der dritten Art des Lehmbaues: des Stampfe baues. In Wirklichkeit ist auch diese Bauart schon vor ihrer Veröffentlichung und Neubelebung durch F. Cointereaux 1790/91 [2]), der sie als Erdstampfbau oder Pisébaukunst bezeichnete, bekannt gewesen und beschrieben worden; er selbst sagt ja auch, daß sie in manchen Gegenden, so in der Dauphiné, insbesondere um Lyon, aber auch in Savoyen, Aisne, Rhône, Bourgogne (übrigens nach Rozier auch in Katalonien) seit Jahrhunderten gebräuchlich war. Es fanden sich Dokumente von Häusern, die über 165 Jahre gestanden haben. Beschrieben hatte die Methode Goiffon, Mitglied der Akademie, 1772 in einem kleinen Werk über Pisay, vor allem aber war sie auch in Deutschland, ohne daß man von dort etwas wußte, durch ein Reskript des Königl. Preuß. Generaldirektoriums in Berlin vom 5. September 1785 an die Brombergische Güter- und Domänenkammer empfohlen worden. Es hatte sich nämlich ein Stämpelarbeiter Johann Rudolph aus Eisleben in Sachsen gemeldet, der angab, seine Profession bestehe darin, daß er aus allen möglichen Erdarten Mauern von 2 Fuß Dicke und darüber aufzuführen wisse: diese Arbeit sei darin von den gewöhnlichen Wellerwänden verschieden, daß er alles trocken arbeite und bloß durch Stampfen und Stoßen seinen Wänden die gehörige Festigkeit gebe. Die Kammer berichtete über seinen Kosten-

[2]) Ecole d'Architecture rurale ou leçons par lesquelles on aprendar soi même à bâtir solidement les maisons de plusieurs étages avec la terre seule.

voranschlag für sein auf diese Weise herzustellendes Büdnerhaus in Niesczewitz. Friedrich der Große genehmigte nicht nur Geld, sondern befahl auch, man solle genau über die Erfolge berichten. Der Landbaumeister Böthke, der zuerst an der Dauerhaftigkeit dieser Bauart sehr zweifelte, konnte dann 1786 bescheinigen, daß die Fertigschaffung des Baues gut geschehen sei. Die Bauart fand auch im cujavischen Teil des Netzedistrikts viel Liebhaber und der Rudolph hätte sich als Meister derselben sein reichliches Brot verdienen können, er war aber ein schlechter Wirt, geriet in Schulden und ging nach ein paar Jahren davon.

Die Art, wie Rudolph seine Arbeit durchführte, zeigt, daß sie aus der Technik des Wellerwandbaues mit Kastenverwendung in der oben schon geschilderten Weise hervorgegangen ist. Er bediente sich dieser Schablone, in die er immer höher die mit Stroh vermischte, soeben ausgegrabene, nur natürlich feuchte Erde warf und mit Stempelklötzen von Eichenholz stark zusammenschlug. Die Außenwände machte er 2¼, die inneren 1½ Fuß stark, das Dach erhielt auf beiden Fronten einen hinreichenden Überbau, die Giebel wurden halb gewölbt und wo Türen und Fenster hinkamen, wurden Zwischenrahmen von 3-zölligen Bohlen eingesetzt. Nach Fertigstellung der Wände wurde die äußere Seite beputzt und der Meister wußte die vorstehenden Strohfasern geschickt abzuschneiden, und um den Mauern von außen eine „gewisse auffallende Schönheit zu geben", wurden sie zuletzt mit einer starken Kalkschlämme überzogen.

Während hier noch Stroh mit eingestampft wurde, das Durchkneten des Lehms mit Wasser dagegen, wie es bei der Wellerarbeit und bei dem Lehmpatzenbau der Verarbeitung vorausging, schon wegfiel, benützte Cointereaux zu seiner Pisébaukunst Lehm, oder, wie er sagte, „Erde", die er ohne jeden Zusatz von Stroh oder sonstigen Bindemitteln, möglichst trocken zwischen Leeren schichtweise verstampfte. Er nahm jede Erde, die beim Aufwerfen in Schollen zusammenhielt oder mit der Hand sich formen ließ, so wie er sie fand, auch untermischt mit Sand und kleinen Steinchen. Seine Bezeichnung „bloße Erde" und seine Schilderungen, wie z. B. von dem „geraden Gegenteil des Bauens mit gekneteter Erde" oder „der Pisé erlangt seine Festigkeit bloß durch das Stampfen, wodurch eine Verminderung seiner Masse und eine Unterdrückung der Luft bewirkt wird, und seine Dauer von mehr als 200 Jahren entsteht durch das Verdampfen seiner natürlichen Feuchtigkeit, der Lehm oder Kitt der Erde verursacht nur die innige Annäherung und das Kräuseln all seiner Teilchen in dem Augenblick, da die verdoppelten Stöße des Stampfers künstlich wirken", erweckten den Eindruck, als ob es sich um etwas vom Lehmbau wesentlich Verschiedenes handele. In Wirklichkeit geht aus diesen und weiteren genaueren Beschreibungen aber doch hervor, daß es sich um tonige Erden handelt. So wenn es heißt, daß sie „wenn zu fett, durch magere verbessert werden müssen, um die sonst auftretenden Risse und Spalten zu vermeiden" oder „die Erdarten zu Ziegeln, zu Backsteinen, zu Öfen und zu Töpferwaren, die schweren, fetten, starken, lettigen, reinen Erden, die Garten- und Mergelerden, sowie all die Tonarten müssen vermischt werden mit den mageren, leichten, schwammigten, löcherigen, leicht zerreiblichen, seifigen, ausgelaugten, kreide- und tuffsteinartigen, sandigen und selbst torfartigen und hinzutun kann man kleine Sandsteine oder Kiesel, Schutt von Mauern, Kalk, Mörtel oder Gipsabfälle, wie auch alle Arten von Abfällen aus dem Tierreich und Pflanzenreich". (Dann sagt Cointereaux freilich wieder: „es muß besondere Obacht gegeben werden, daß Wurzeln, selbst die kleinsten von Bäumen, Sträuchern und Kräutern, sowie alle Halme von Stroh und Heu, Holzsplitter, überhaupt alles, was in der Masse verderben oder verfaulen kann, entfernt wird." Schon Gilly erkannte, daß es sich nur um Lehm handeln konnte, und als er sich Proben der verwendeten Erde schicken ließ, konnte er nachweisen, daß eben im wesentlichen fettige Lehmerde verwandt worden war. Aber noch aus den Ratschlägen, wie sie z. B. Krünitz wiedergibt, zeigt sich, daß diese Klärung durchaus nicht allgemein war. Auch die Ratschläge für die Auswahl der geeigneten Erde lauteten noch immer so, daß man daraus die mangelnde Einsicht in das Wesen erkennt. „Jede Erde ist geeignet, wenn sie nicht die Dürre der mageren und nicht die Fettigkeit der Tonerden besitzt und wenn die Erdschollen auf dem Acker zerschlagen werden müssen, oder wenn sie beim Ausschaufeln in Klumpen zusammenhalten, wenn die Wagenräder tiefe und feste Geleise machen, wenn die trockenen Erdklumpen schwer mit den Fingern zu zerreiben sind." Es wurden auch eigene Versuche angegeben, um die brauchbare Erde zu erkennen: „Man drehe aus allerlei Sorten Erde kleine Kugeln, trage sie nach Hause und breite sie aus, woraus man die verschiedene Beschaffenheit der Erdarten und ihre beste Vermischung kennen lernen kann oder man stampfe sie fest in einen Mörser und stürze sie aus; wenn sie gut ist, bleibt sie fest und ohne Risse." Praktisch erkennt offenbar auch Siebold solcher rein erfahrungsgemäßen Erprobung ihren Wert noch zu und diese einfache Methode wird auch, so lange keine wissenschaftlichen und doch leicht durchführbaren bestehen, ihren Wert behalten.

Die Behandlung der zu verstampfenden Erde geschah so, daß die einige Fuß unter der Erdoberfläche ausgegrabenen Schollen mit dem Grabscheit zerschlagen und auf Haufen geworfen wurden, wobei die größeren Steine herunter rollten

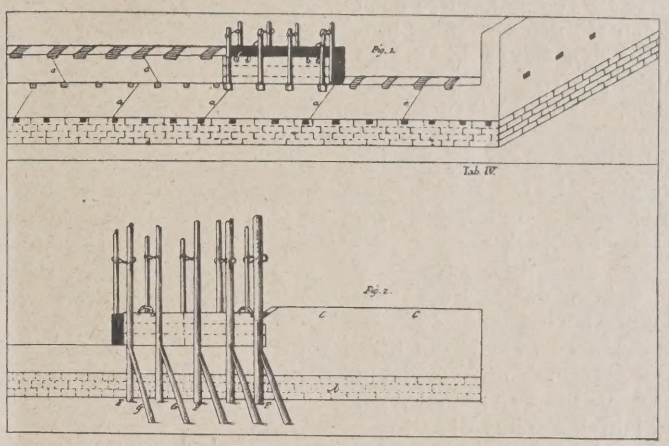


Abb. 11. Oben: Stampfkasten, unten: Stampfgerüst für „Erdstampfbau" nach Cointereaux.

oder mit einem Rechen, der nur nußgroße Steine durchließ, herausgeholt wurden. Nötigenfalls wurde „bessere" Erde oder „magere" Erde schaufelweise hinzugemischt. Wenn es nach Regen aussah, hatte man Bretter, Strohmatten, alte Tücher bei der Hand, damit die Erde nicht feucht wurde; bei zu großer Trockenheit wurde auch etwas mit Wasser gesprengt. Am meisten aber wurde empfohlen, die Erde frisch ausgegraben gleich zwischen die Schalbretter zu werfen und da zu verstampfen. Das Verstampfen geschah mittels eines besonders konstruierten Stößels von herzförmigem Querschnitt, der beim Aufstoßen nicht nur senkrecht wirkte, sondern auch nach seitwärts drückte (bei Versuchen, die wir im Hygienemuseum mit Stampfen gemacht haben, hat sich gezeigt, daß diese Form tatsächlich praktisch wichtig ist, wenn man dicht stampfen will). Es wurden niemals mehr als 3—4 Zoll Erde auf einmal eingeschüttet und niemals frisch nachgefüllt, ehe das Vorhergehende gut gestampft war. Der erste Stoß geschehe ringsum in dem Kasten, hernach stampfe man auch die mittlere Erde, dann kreuzweise. Wenn das Stampfen kaum mehr Spuren hinterläßt, dann kann weiter aufgeschüttet werden. Um an den seitlichen Enden die nacheinander gestampften Mauerteile in gute Verbindung zu bringen, wird nicht senkrecht abgeschnitten, sondern mit einer 45^0 ansteigenden Böschung, auf die dann die nächste Wand übergreift. Die Formkästen, in denen gestampft wurde, waren zweierlei Art (Abb. 11 u. 12), entweder es waren zwei gehobelte Bretterwände zu etwa 10 Fuß Länge und 3 Fuß Höhe, die durch seitliche

Riegel zusammengehalten wurden, die wieder mit ihrem unteren Ende in Querbolzen steckten. In diesem Falle mußten zum Aufsetzen der Kästen für die nächste Schicht in die obere Wandkante Einschnitte gehackt werden, um die Querbolzen einsetzen zu können. Die andere Art, die namentlich in Savoyen und einem Teil von Bugey (zu Burgund gehörig) üblich war, war einfacher. Hier wurden die Wände zwischen einem Gerüst von Stangen oder Balken gestampft, die senkrecht aufgestellt waren und zwischen die jeweils die Bretter eingeschoben wurden, um nach Fertigstellung einer Wändeschicht weiter, bezw. höher geschoben zu werden. Da es nicht immer möglich war, hohe Stämme zu bekommen, so wurden in Bugey die Häuser vielfach nicht so hoch gemacht, „obgleich man bloß mit Stampfen über 36 Fuß hohe Häuser herstellen kann, die sehr fest und dauerhaft sind". Es wurden auch beide Methoden neben bezw. übereinander angewandt. Die Mauern mußten genau senkrecht geführt werden, verjüngten sich aber nach oben, und zwar auf jeden Fuß eine Linie.

Zu größerer Festigkeit und Festerhaltung der Mauern hat man verschiedene Mittel geraten. Cointereaux verwirft dem Lehm Stroh beizumischen, empfiehlt aber bei nicht guter Beschaffenheit der Erde rauhe Bretter der Länge nach und kurze Bretter der Quere nach in den Körper der Mauer hineinzulegen. Bei 18 Zoll Stärke solche von 10—11 Zoll, sodaß sie ganz von Erde umgeben wären und dadurch weder faulen noch modern könnten. Wichtig sei es außerdem, die Erde immer nur frisch einzuschaufeln, bei Regengüssen Bedeckungsmittel zur Hand zu haben, damit weder die Mauer noch die Erde zu feucht werde. Immerhin wird von einem unvollendeten Pisébau in Paris berichtet, der jahrelang ohne Bedachung den Unbilden der Witterung ausgesetzt war und sich doch gut erhielt. „Außerdem sei es wichtig, in der Höhe jedes Fußbodens in Entfernung von 3—4 Fuß im ganzen Umfang des Zimmers kleine Holzstücke mit einzulegen, an die dann ½ Fuß hohe Bretter als Fußleisten angenagelt werden, um beim Scheuern der Diele keine Feuchtigkeit in die Mauer dringen zu lassen und sie vor dem Anstoßen durch Stuhl- oder Tischbein usw. zu schützen." Prof. Chr. L. Seebaß, der eine Übersetzung von Cointereaux in Leipzig ca. 1802 erscheinen ließ, macht den Vorschlag, die Erde zu trocknen, zu würfeln und durchzusieben. Dann sollte man sie mit Leimwasser in dem Augenblick befeuchten, wo man sie gebrauche. Sowohl für innere als äußere Wände, besonders für die, welche künstlich oder durch Bildhauer bearbeitet werden sollen, sei diese Methode zu empfehlen, auch nehme solche Erdmauer die in Wasser aufgelöste weiße oder sonstige Farbe (blaßgelb, dunkelrot, apfelgrün usw.) viel besser an und behalte frischere Farbentöne.

Einen ähnlichen Gedanken vertritt ein anderer warmer Befürworter des Lehmstampfbaues in einer allerdings etwas abgeänderten Form, der Regierungsbauinspektor S. Sachs, 1825 in seiner „Anleitung zur Erdbaukunst mit Anwendung auf alle Arten von Stadt- und Landbauten nebst einer vollständigen Lehre von der Konstruktion der Tonnen-, Kappen- und Kreuzgewölbe in reinem Lehm und von der Anfertigung feuersicherer Dächer ohne alles Holzwerk, auch einer Anweisung, die Fundamente bis auf den Baugrund in bloßem Lehm anzufertigen". Er erachtet die Ansicht, daß der Lehm eines Zusammenpressens durchs Stampfen bedarf, als völlig unbegründet. Soll der Lehmmasse eine größere Dichtigkeit als durch das natürliche Zusammentrocknen gegeben werden, so könne dies nur auf chemischem Wege bewirkt werden. So lehre die Erfahrung, daß alle Arten von Säuren, die dem Lehm beigemischt werden, seine Bestandteile enger zusammenziehen, auch der Urin sei ein treffliches Mittel zu seiner Erhärtung. Ferner erlange er einen höheren Grad von Festigkeit und widerstehe dem Angriff der Witterung, der Stürme und des Schlagregens in erhöhtem Grad, wenn man 3 Teile vor dem Vermauern mit 1 Teil Kalkmörtel (1 Teil Weißkalk und 2 Teile scharfer Mauersand) gut vermischt. Man verwende ja auch Lehm mit Kalkmörtel vermischt für das Verstreichen der Dächer; diese „böhmische Eindeckung" gelte als besonders haltbar. Das Beimischen von Stroh zum Lehm trage zur Festigkeit der Mauer gar nichts bei, höchstens wenn die Mauern bei anhaltendem Regen geformt werden; bei trockenem Wetter sei das Stroh ganz überflüssig[3]). Zu naß darf der Lehm nicht in die Mauern gebracht werden, aber runde Haufen zu formen sei unnötig. Die bei gebrannten Ziegeln schädliche Beimischung von Kalkteilchen habe keinen üblen, eher einen günstigen Einfluß. Fetter Lehm müsse trocken, magerer könne nässer verarbeitet werden. Das Stampfen und Schlagen geschehe nicht wegen größerer Dichtigkeit, als um bei der halbtrockenen Beschaffenheit überall genaues Anlegen zu erzielen und keine Lücken entstehen zu lassen. Je trockener, desto mehr Stampfen sei nötig. Pisésteine stampft er nicht, sondern gibt ihnen durch Beimischung von Kalkmörtel die gewünschte Festigkeit (Lehmmörtelsteine), sonst streicht er sie nur wie gewöhnliche Ziegel und auch in deren üblicher Größe. Seine Mörtelsteine von 5 Zoll Dicke benützt er als Wangen, die er jeweils 1 Fuß hoch innen und außen aufführt, zwischen hinein stampft er dann den Lehm. Er spart dadurch auch noch das Anbringen eines besonderen Putzes.

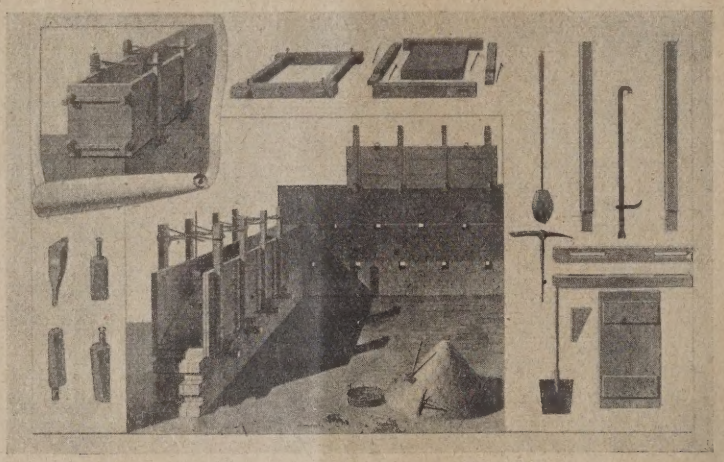


Abb. 12. Stampf-Form nach Cointereaux in Einzelheiten, Werkzeuge insbesondere Stampfer für die Lehmstampfarbeit.

Während Goldfuß, Jachtmann, Cointereaux Gewölbe aus Lehmsteinen machten, führt er sie aus Lehm auf, „da für das Halten eines Gewölbes nur Bedingung sei, daß die einzelnen Teile nicht auseinander fallen können und dies sei beim Hartwerden des Lehms der Fall". Wie bei den Decken ersetzt er auch im ganzen Dachstuhl die Balken durch Lehmgewölbe. Über dem Gerüst legte er allerdings zunächst seine Mörtelsteine ein, darüber dann stampfte er den Lehm, wodurch er sich von Cointereaux unterscheidet, der auch schon „jedes Haus ohne die geringste (?) Zutat von Holz durch Ersetzung selbst der Fußböden und Dächer durch bloße Erde zu bauen gelehrt hat" (Seebaß S. 3). Er gibt genaue Berechnungen für Gewölbe bis zu 40 Fuß Spannweite. Die Stärke der Mauern sei nicht größer anzunehmen, als solche für die üblichen gebrannten Ziegelmauern. Bei einem drei-

[3]) Dr. Ing. Langenegger äußert sich dagegen in seiner Beschreibung des Lehmbaues im Irâk (früheren Babylonien) folgendermaßen: Die Lehmsteine werden mit der Hand und unter Benutzung einfacher Holzformen hergestellt, von mindestens doppelter Höhe wie die gebrannten Ziegel. Der Lehm wird gern mit Häcksel oder klein geschnittenem Schilf vermischt. Während des Trockenprozesses tritt sehr leicht ein Reißen des Ziegels ein und kann ihn völlig zerstören. Die heutige Ziegelfabrikation lernte von der alten Zeit die Technik, der leicht vergänglichen, sehr wohlfeilen und in dem regenarmen Gebiet des Irâk gut verwendbaren Lehmmasse, auf mechanischem Weg festen inneren Zusammenhang zu geben. Die üblichen und in alle Richtungen verteilten Strohhalme halten den sich bald in tausend Haarrisse spaltenden Lehmziegelkörper in sich wie kleine Anker zusammen. Sie verhindern sowohl sein Reißen beim Trocknen, wie sein Abbröckeln an den Mauerflächen. Strohlehmziegel kommen bei den altbabylonischen Bauten überall vor. (Diss. Dresden 1911).

stöckigen Gebäude von einer Tiefe von 40 Fuß, einer Höhe der 1. Etage von 12 Fuß, der 2. von 15 Fuß, der 3. von 10 Fuß, erhält die Außenmauer der 1. Etage 3 Fuß 11 Zoll, der 2. Etage 3 Fuß 5 Zoll, der 3. Etage 2 Fuß 11 Zoll, Maße, die sich noch verringern, wenn alle 12—16 Fuß eine Scheidewand vorhanden ist. Schließlich tritt Sachs sogar dafür ein, bei gutem Lehmboden überhaupt kein Fundament zu errichten, selbst wenn man einen Keller aushebt. Sonst wird das Fundament mit gestampftem Lehm hergestellt. Nicht unerwähnt sei der Hinweis auf das von dem Rittergutsbesitzer v. Treskow erbaute kleine Piséwohnhaus, nicht nur deshalb, weil sich in dem Bau lehmgewölbte statt der hölzernen Decken bewährt hatten, sondern weil es durch Zöglinge der von ihm gestifteten Landschule, also von Nicht-Fachleuten, errichtet worden war. Sachs selbst hatte mit großem Widerstand zu kämpfen. Man hatte ihm eingewendet, der Pisébau sei längst bekannt, ebenso bekannt aber sei es, daß seine Unanwendbarkeit hier zu Lande notorisch erwiesen sei, auch sei der Lehm in der dortigen Gegend so schlecht und mit Sand vermischt, daß er zum Pisé nicht zu gebrauchen sei. Sachs ließ sich aber nicht abschrecken und empfahl nicht nur (ebenso wie Rödlich um die gleiche Zeit) mit aller Überzeugung den Lehmstampfbau, sondern führte auch in Berlin im Hof der Kaiser-Alexander-Grenadier-Kaserne ein Magazingebäude von 400 Fuß Länge auf, das ihm nicht nur die ausdrücklich bescheinigte Befriedigung des Kriegsministeriums eintrug, sondern wegen der gemachten Ersparnis eine eigene Gratifikation (s. zu obigen Abb. 13, 14 und 15).

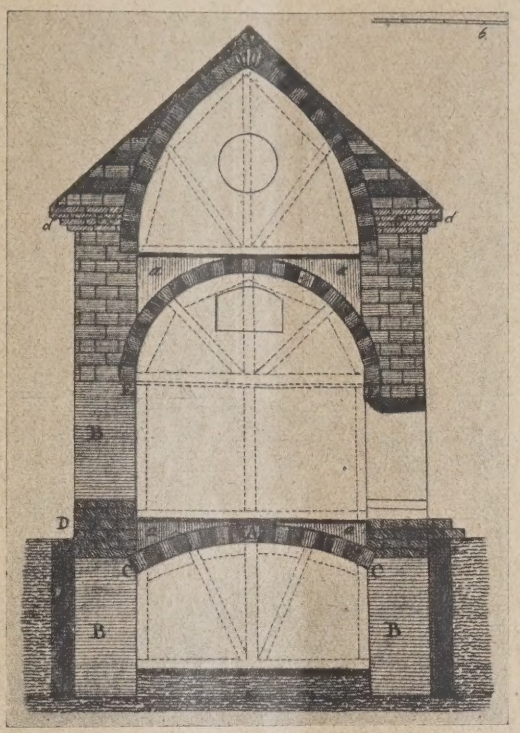


Abb. 13. Verschiedene Deckengewölbe aus Lehmsteinen (nach Cointereaux) zum Ersatz der Balkendecken.

Während es mir nicht möglich war, irgend welche Nachrichten über das weitere Schicksal dieses Magazins in Berlin aufzutreiben, hat Baurat Siebold die noch heute in Weilburg stehenden Zeugen der erfolgreichen Bemühungen des Regierungsadvokaten und Fabrikbesitzers Wimpf, um die Einführung des Lehmstampfbaues aus der Zeit von etwa 1800—1837 nachweisen können: eine größere Zahl von Gebäuden, die fast alle mehrstöckig und von außen gar nicht von Steinbauten zu unterscheiden sind, die nach den handschriftlichen Aufzeichnungen Wimpfs als richtiger Erdstampfbau aufgeführt sind. Er nahm die Erde, wie er sie jeweils an Ort und Stelle fand, selbst untermischt mit größeren bis zu 12 cm langen Steinen, nur wenn sie allzu mager oder fett war, vermischte er sie entsprechend. Für die Rüstung hat er eine höhere Schalung von ca. 5 Fuß verwandt, die ähnlich wie die Cointereauxsche aussieht, aber durch diese ihre Höhe und eine andere Befestigungsart sich unterscheidet. Auch wird sie bis ganz hinauf voll gestampft, worauf man die Form weiterrückt, um neben daran weiter zu stampfen. Auch er gibt dem Wandteil am Ende eine Böschung von 45°. Er läßt die Erde festtreten und dann stampfen, „bis sie klingt". In die Mauerecken stampft er in verschiedenen Lagen über Kreuz ein etwas krumm gewachsenes Klafter Holz ein, ebenso ab und zu an passenden Stellen, namentlich beim Anschluß der Scheidewand und über großen Öffnungen, desgleichen unter den Fensterbänken. Fenster- und Türöffnungen werden durch senkrecht aufgestellte und abgespreizte Bretter in ihrer Öffnung festgelegt und dann ringsherum eingestampft. Zur Sicherheit — nötig sei es nicht — wird auch über den ganzen Sturz noch ab und zu ein Brettstück eingestampft. Fenstergewände, wie Sachs sie vorschlägt, gebraucht er nicht, sondern läßt schwalbenschwanzförmige Klötze mit ein stampfen, auf welchen er nachher die Tür- und Fensterfutter befestigt. Die Güte des Mauerwerkes macht er abhängig von der genau senkrechten Aufstellung der Form und dem lagenweisen festen Einstampfen; die Dauer davon, daß der Sockel trocken gehalten wird. Dann aber hätten sie unvergängliche Festigkeit und Dauer. Als Beweise führte er selbst an, daß er — wie hies auch Cointereaux schon von seiner Methode gerühmt datte — selbst große Fabrikgebäude von 200 und mehr Fuß Länge, drei- und vierstöckig, andere von 100, 60 und 50 Fuß Länge, in denen „treibende Wassermühlenwerke mehr Gepolter und Erschütterungen machen, als vielleicht je in einem Haus statt hatte und worin die Speicher, außer der schweren Last in den Zimmern, Hunderte von Zentnern von Früchten, Heu und Stroh und andere schwere Gegenstände tragen, ohne daß sich nur eines dieser mehr als 1000 Fuß Front bildenden Gebäude in seinem Inneren noch Äußeren im mindesten verändert

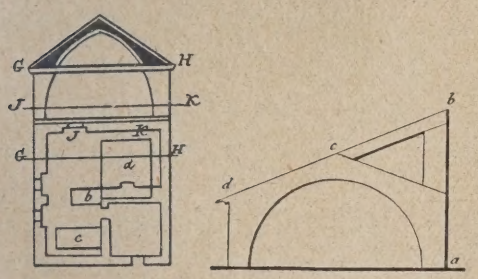


Abb. 14. Backhaus mit Lehmgewölbedecke n. Jachtmann.

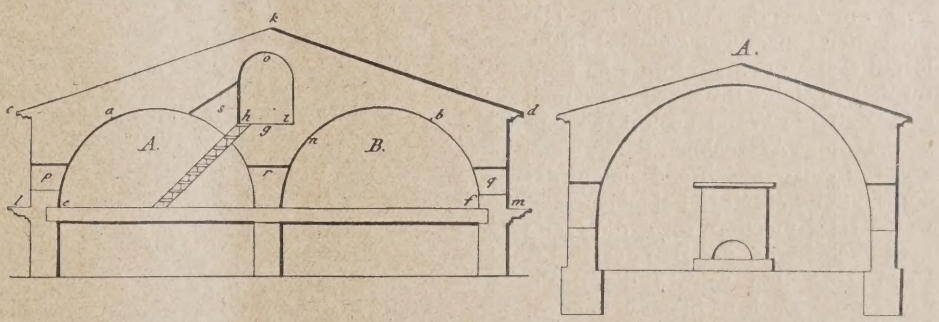


Abb. 15. Lehmgewölbedecken und -Dachstuhl nach Sachs 1825.

hätte". Die Wände sind gleich so fest, daß, wenn der Regen nicht dagegen schlägt, sie viele Jahre ohne Bewurf stehen können; wo aber Regen dagegen schlägt, da soll man einen Spritzbewurf aus dünner, suppenartiger Speise mit einem Besen auftragen.

Aus den einzelnen sehr beachtenswerten Erfahrungen, die Wimpf mitteilt, sei nur eine hier wiedergegeben. Er führte seine Außenmauern im allgemeinen, ziemlich dünn, etwa 18 Zoll, (gelegentlich auch einmal dicker; die Innenmauer ist fußdick),

durch 3—4 Stockwerke gleichmäßig durch. Eines dieser Häuser (s. Abb. 16) steht an einem Abhang und ist infolgedessen an der Vorderseite drei Stockwerke, hinten 78 Fuß hoch (die beiden Giebel noch 6 Fuß höher). „Bedenkt man," so schreibt er, „die ungeheure Last — ein Kubikfuß Pisé wiegt 64 Pfund (nach andern 110—120. D. Verf.) — die die unteren Schichten der Mauer und Zwischenwände, einschließlich der Balken und

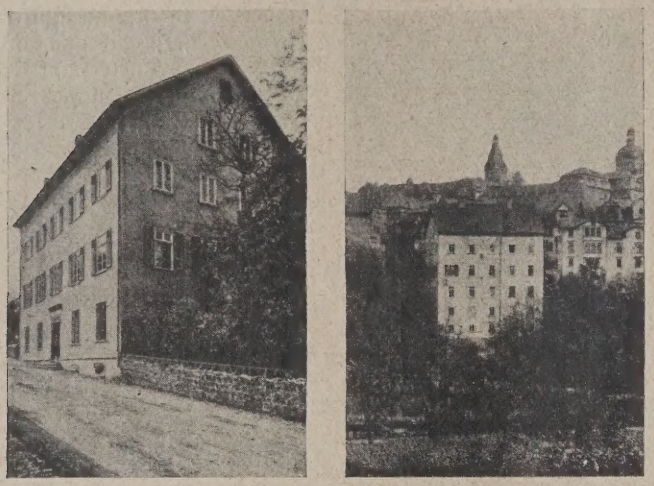


Abb. 16. Lehmstampfhaus (l.), Eck- und Rückansicht (r.) von Wimpf um 1830 (nach Siebold). 3 bezw. 5 Stock hoch.

des ganzen Daches zu tragen haben, so glaubt man nicht, daß so etwas möglich ist. Hier aber war die Sache ganz besonders schlimm, denn eine doppelte, dichte Lindenallee hatte von den unteren Piséschichten allen Luftzug und Sonne abgehalten, so daß diese noch gar nicht ausgetrocknet waren, als das Dach aufgeschlagen wurde. Nun zogen die Zimmerleute an einem an der hinteren Wand befestigten Standbaume mittels Flaschenzuges die 40 Fuß langen Balken und das ganze Dachgebälke hinauf, warfen es nach Gewohnheit sofort auf einen Haufen auf die nur einen Fuß dicke Scheidewand und die hintere noch ganz nasse Wand. Trotzdem blieben alle Wände im Senkel stehen, nicht das mindeste brach aus. Erst am Abend, nachdem das Gepolter den ganzen Tag gedauert hatte, lösten sich an den zwei unteren Fensterpfeilern einige Brocken ab, wo man sah, daß die Wand noch ganz naß war und das Abtrocknen kaum einen Zoll tief einging, während sie auf der andern Seite 4 Zoll tief eingetrocknet war. Jetzt machten sogar die Leute vom Fach Lärm, der Bau drohe einzustürzen. Man warnte die Dachdecker, das Dach nicht zu vollenden, zog sogar die Polizei in die Sache, da den Vorübergehenden durch den unvermeidlichen Einsturz Gefahr drohe, aber all dieser Lärm war eitel Dunst. Die Wände blieben unverrückt stehen. Indes liefere dieser unbedeutende Zufall einen Beweis mehr von der unglaublichen Haltbarkeit des Pisé. Denn trugen die Wände im nassen Zustande eine solch ungeheure Last ohne erdrückt zu werden, so würden sie ausgetrocknet noch drei Stockwerke weiter tragen, wie auch in Lyon 6 Stock hohe Seidenfabriken von Pisé, trotz der Unvollkommenheit ihrer Bauart schon Jahrhunderte stünden. Durch eine Inaugenscheinnahme konnte Siebold an den Häusern, die in den Abbildungen wiedergegeben werden, jetzt nach etwa 100 Jahren die Richtigkeit der Voraussicht Wimpfs und die Technik ihrer Herstellung feststellen (s. Abb. 16).

Eine Abart des Stampfbaues hat Cointereaux noch durchgearbeitet: Den Bau mit gestampften Lehmpatzen, den er „nouveau pisé" nannte und dem er gegenüber seiner ersten Methode viel Vorzüge einräumte, „wobei es ihm beliebte, diese Bauart für eine ganz neue Erfindung von ihm auszugeben, obgleich er auf sie durch die Korrespondenz von Gilly kam, der ihm seine Schrift über das Aufführen der Lehmwände mit einzelnen Ziegeln zugehen ließ". Es besteht immerhin ein Unterschied insofern, als die früheren Lehmpatzen nicht gestampft wurden, auch kam kein Stroh oder sonstiges Bindemittel in Cointereaux' Lehmquadern mit hinein, denen er eine Größe von 12×9×9 Zoll gab, was auch abgeändert wurde je nach Bedarf, da sie nur immer wegen des Gewichtes der Steine den gleichen Kubikinhalt haben sollten. Zur Herstellung wurde ein besonderes Fächergestell benützt, in dem die Quadern auf die jeweils fertige Schicht unter schaufelweisem Einfüllen der Erde gestampft wurden (Abb. 17). Krünitz meint, „wenn man die bisher beschriebenen Bauarten miteinander vergleiche, so scheine die Methode des Stampfbaues den Vorzug zu verdienen, weil sie weder Wasser noch Stroh nötig hat und nicht bloß Lehm, sondern auch andere Gattungen von Erde gebrauche, vorausgesetzt, daß sie die angegebene Festigkeit habe".

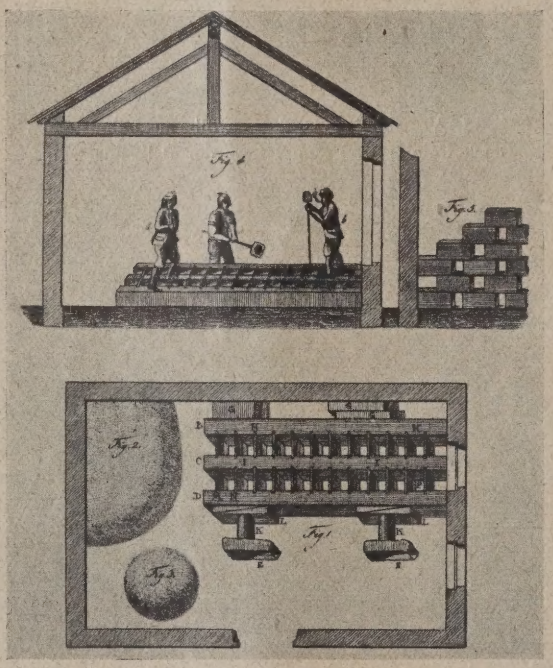


Abb. 17. Herstellung von Lehmstampfquadern nach Cointereaux in besonderem Gestell.

Außer diesen Wimpfschen Häusern haben sich aber auch noch andre erhalten, bei denen teilweise die Erbauungsart nicht sicher festzustellen ist — in Leipzig z. B. hat der Magistrat um 1800 auch Lehmhäuser aufführen lassen, ohne daß aber Genaueres über deren Bewährung ausfindig zu machen gewesen ist — die teilweise auch nicht so alt sind, immerhin aber einige 50—60 Jahre stehen. So z. B. in Klein-Roge in Mecklenburg, Gutshaus Krassow bei Schliefenburg i. M. (1861) (Abb. 18).

Abb. 18. Herrenhaus Krassow bei Schlieffenburg i. M. (nach Stolt) erbaut 1861.

Aus all diesen Erfahrungen geht hervor, daß die Bedenken, die gegen die Tragfähigkeit der Lehmmauern erhoben worden sind, tatsächlich nicht begründet sind. Gegen das leichte Abbröckeln der Mauerecken wurde übrigens empfohlen, sie abzurunden. Am meisten Schwierigkeiten hat stets die Widerstandsfähigmachung des Lehms gegen den Regen verursacht, obgleich auch da einige interessante Bemerkungen in der Literatur zu finden sind, so die von natürlicher Widerstandskraft Cointereaux' von dem ohne Dach jahrelang den Witterungseinflüssen trotzenden Haus in Paris, dann eine von Gilly gebrachte Bemerkung von Graf von Podewils 1798, der nämlich von einer Lehmmauer berichtet, in die das Wasser aus einer geborstenen steinernen Dachtraufe eines anstoßenden Scheunendaches einfloß, ein rundes Loch einfraß, ohne die Lehmpatzen aufzuweichen oder der Mauer zu schaden. Es seien daher zum Schluß noch die verschiedenen Putzarten angeführt, die man für die Lehmmauer angegeben hat.

Alle Autoren stimmen darin überein, daß es Schwierigkeiten macht, den Kalkputz auf dem Lehm haften zu machen, daß aber, wenn dies gelingt, der Kalkputz das beste Schutzmittel gegen den Regen und zugleich das einfachste Mittel ist, um den Lehmcharakter der Mauern zu verdecken. Tatsächlich ist gerade dieses gute Verdecken ein Grund, weshalb nicht mehr von Lehmhäusern bekannt ist, obgleich sicher in allen Teilen Deutschlands, wo nicht der reine Holz- oder Steinbau üblich ist, der Lehmbau eine viel größere Ausdehnung gefunden hat, als man gewöhnlich heute noch annimmt.

Diese meine Auffassung hat sich für Sachsen schon bestätigen lassen. Den angeführten Lehmhäusern sieht man von außen meist ihren Charakter nicht an, wie ich auch ein aus Holzscheiten mit Lehmzwischenlage erbautes Haus in Weißenberg entdeckt habe, das wie Steinbau aussieht und nur durch eine kleine abgebröckelte Putzstelle mein Interesse erweckte. Beim Abkratzen kam nicht, wie erwartet, Lehm, sondern die Stirnseite eines Holzscheites zum Vorschein. Durch eine auf meine Veranlassung von der Brandversicherungskammer Dresden freundlichst veranlaßte Rundfrage hat sich ergeben, daß noch heute Lehmhäuser bestehen: in den Dörfern des Amtsgerichtsbezirks Leisnig in größerer Zahl; im Bezirk des Brandversicherungsamtes II Leipzig sind 5 Baulichkeiten — darunter ein 1816—1848 erbautes Wohngebäude mit Schafstallgebäude, Scheune und Drescherwohngebäude vorhanden; im Bezirk Leipzig I ein rund hundert Jahr altes Wohngebände, dessen Erdgeschoß aus Lehmumfassungen besteht, in Leipzig-Mockau ein Backgebäude mit Waschküche, das um 1777 erbaut wurde, ein Scheunengebäude mit Ställen und Gewölbe 1808—1816 erbaut, ein Scheuengebäude mit Stall 1858 erbaut. Ein anderes über 100 Jahre altes Scheunengebäude hat Lehmumfassungen und Fachwerksgiebel. Im Grimmaer Bezirk sind 12 in Lehmstampfbau in den Jahren 1765—1850 errichtete Gebäude — eingeschossig Wohn- und Scheunengebäude — vorhanden, bei denen sich die Lehmmauern durchaus bewährt haben. Bei einem Wohngebäude, das 1917 abgebrannt ist, konnten die alten Lehmumfassungen zum größten Teil beim Wiederaufbau Verwendung finden, „sie haben sich also auch im Feuer bewährt". Im Plauener Bezirk bestehen mehrere Gebäude, bei denen einzelne Geschosse aus Lehm hergestellt sind. Im Stollberger Bezirk sind noch Lehmhäuser vorhanden, die sich bewährt haben. „Bedingung" heißt es, „gute Isolierung gegen Grundfeuchtigkeit". Erschöpft dürfte auch damit der Bestand der alten Lehmhäuser in Sachsen nicht sein.

Die Wellerwände wurden gewöhnlich außen nur mittels Lot- und Richtscheit glätter gemacht. Nur die Innenwände wurden gewöhnlich nicht „unbesetzt und ungeschlämmt" gelassen, sondern mit Kalk überzogen. Doch wurde es allmählich üblich, auch die Außenmauern mit Kalk zu überziehen. Zu diesem Zweck wurden mit einem Rechen der Länge und Quere nach Streifen oder mit der Kelle Kratzrillen oder mit einem Messer unregelmäßige Vertiefungen angebracht, dann die Wand angefeuchtet und darauf mit einem Mörtel aus Kalk und scharfem grobkörnigen Sand überstrichen. Bei einer Überschlämmung wurden die Einrisse und Vertiefungen in der geebneten Wand nicht als nötig erachtet und das Ergebnis als ebenso gut befunden. Das Putzen setzte voraus, daß die Wände durch und durch trocken, also etwa ein Jahr gestanden hatten, da sonst „die innere Feuchtigkeit, die nach und nach ausdunstet, den Verputz wieder abtreibt" (s. dagegen Vitruv oben). Dachziegelscherben und alte Nägel, in die Wände eingetrieben, sollten verwendet werden, wenn man dem Putz mehr Halt geben wollte, insbesondere bei Bewerfen mit gipsartigem Kalk, der sich mit Kalklehm schlecht verbände. Auch die Verwendung von Milchkalk ist schon erwähnt.

1766 empfiehlt Lindig folgende Verputzart: Bei noch feuchten Wänden ohne weiteres, sonst nach tüchtigem Annetzen, einen rasch gemischten Putzmörtel aufzutragen von 2 Teilen Lederkalk, 2 Teilen gutem, reinem, scharfem Sand und 2—4 Teilen Gips oder Sparkalk, der so mit Wasser verdünnt wird, daß er fast wie Buttermilch wird und nur noch mit der Kelle zu fassen und anzuwerfen geht. Nach Trockenwerden kann man nochmals mit der gleichen Masse überwerfen oder mit Kalk abputzen.

1778 wird im Leipziger Intelligenzblatt für die im Bezirk Querfurt, in den sogenannten 4 Dörfern üblichen Lehmpfuhl- oder Wellerwände der Putz so beschrieben: Das Übertünchen wird mit Lehm, mit weichem Haferstroh von Zolllänge gemacht Damit werden alle Lehmwände überzogen und gleichgemacht. Als zweiter Tünch kommt darüber ein solcher von Lehm mit Gerstenspreu auch Flachsschäben, der wieder ganz glatt gemacht wird, darüber kommt Kalk mit Sand vermengt und endlich, wenn dies trocken ist, wird mit purem Kalk abgeweißt. In einer späteren Nummer wird dieser Putz von anderer Seite als nicht haltbar bezeichnet und daher empfohlen, den zweiten Lehmbewurf mit abgehauenem Besen zu stupfen oder mit einem hölzernen Rechen schräg übers Kreuz aufzukratzen, worein dann der äußere dünne Kalkbewurf einhakt und nicht so leicht abfällt. Zur Abwehr von Mäusen wird empfohlen, nicht, wie dort gesagt, schwarze Erde mit Kies zur Hälfte unter den Lehm zu mengen, sondern unter den äußeren Kalkbewurf grob gestoßenes Glas zu mengen und ¼ Elle hoch über dem Fußboden Streifen damit zu bewerfen; „hier werden die Mäuse sich beim Durchfressen ins Maul schneiden und es bleiben lassen".

Beim Lehmpatzenbau wurde empfohlen, die äußeren Fugen tief offen zu lassen, also etwa ½ Zoll sie von Lehmmörtel freizuhalten und dann einen gut zubereiteten Kalkmörtel recht stark einzuwerfen, sodaß er in die offenen Fugen eindringt. Dann wurde er mit einem Reibebrett glatt abgerieben. Goldfuß und Gilly empfahlen zunächst gründliche Reinigung der Oberfläche und der Fugen mit einem abgestutzten Besen von allem Staub, dann Anfeuchtung und starkes Auswerfen mittels eines mit weichem, kurzem Stroh hergestellten Lehms, hernach Glattreiben, unter wiederholtem Ansprengen, mittels Reibebrettes. Die etwas getrocknete, aber noch weiche Fläche wurde dann mit einem abgehackten Besen stark betupft und in die so entstandenen feinen Löcher gleich darauf mit der Kelle ein mit recht grobem Sand zubereiteter Kalkmörtel eingeworfen und mit einem filzüberzogenen Reibebrett in die Löcher hineingerieben. Man kann das Verfahren wiederholen oder aber auch einfach mittels eines Maurerpinsels noch einmal mit Kalk überschlämmen.

„Da die Erfahrung gelehrt hat, daß Lehmwände, wenn der Lehm irgend gut war, sich ohne allen Abputz vollkommen gut gehalten haben, wie man dies auch in vielen Dörfern an den unabgeputzten Fachwerkhäusern vielfach sehe", so begnügte man sich auch häufig mit Erfolg damit, die Lehmwände bloß mit einer scharfen Kalkschlämme zu überziehen, was sehr leicht bei nicht gutem Haften zu wiederholen sei.

v. Dalberg empfahl einen Firnis von 1 Pfund reinem Öl, 4 Lot Pech und 8 Lot Bleiglätte. Die Mauer durfte nicht kalt und mußte ganz trocken sein, 4—5-maliger Anstrich,

jeweils nach dem Eintrocknen, das je nach der Witterung 2—10 Tage brauchte, genügte, um — wie Gilly bezeugt — eine festsitzende glänzende Kruste zu erzielen, die das Wasser sehr gut abhielt. Der Preis stellte sich immerhin für die Quadratrute auf 2 Rthlr. war also zu teuer.

Statt dessen wurde von ihm auch mit Teerwasser oder -Galle, d. h. mit Wasser, welches aus dem Teerofen während des Teerbrennens abläuft, noch 2—3mal überstrichen, nachdem die ersten Anstriche tief in den Lehm eingedrungen waren. Es entstand ein glänzender Überzug, der dem Wasser das Eindringen unmöglich machte. Mit Neid lesen wir, daß „dieser Anstrich in Gegenden, wo in der Nähe Teerschwälereien sind, der wohlfeilste Abputz der Lehmhäuser ist, weil dafür wohl wenig oder gar nichts bezahlt werden darf und nur der Transport zu verrechnen ist" — Zeiten, die sich gewiß unsere teerverarbeitende Industrie wieder wünschen möchte. Als Nachteil wird angeführt, daß die entstehende Farbe unangenehm aussehe. Zusatz von Kalk oder Kreide wird nicht empfohlen, dagegen roter Bolus, gelber Ocker, Mennige, wodurch angenehme dunkle Farben zustande kämen.

Cointereaux beschreibt den Bewurf seiner Mauern sehr einfach: Nachdem mittels eines spitzen Hammers oder eines Beiles möglichst nahe aneinander Löcher in die Wand gepickt sind, und zwar in der Richtung von oben nach unten, besprengt der Maurer auf dem Gerüst mittels eines Pinsels den Teil der Mauer, welchen er behauhen, gekehrt und gehörig geglättet hat, mit Wasser, taucht in das Faß mit der Tünche einen kleinen Besen und wirft damit den Mörtel gegen die Mauer in die Löcher hinein. Wenn dies mit möglichster Gleichheit geschehen ist, steigt er auf seinem Gerüst tiefer, verstopft die oberen Löcher der Formklammern mit Steinen, Gips oder andren Abfällen und verrichtet die gleiche Arbeit auf dem zweiten Stand usw. Statt des Bewurfes mit Speise aus Kalk und Sand kann auch bloß Gips oder Speise aus Kalk, Ton und Haaren (Haarspeise genannt) verwandt werden. Die Mörtelspeise, für gewöhnlich hergestellt aus 3 Teilen Sand auf 2 Teile Kalk, wird am besten für den ersten Bewurf mit Wasser verdünnt, dem man noch reinen Kalk zugesetzt hat. Will man einen schöneren Bewurf (Herrentünche) anbringen, so wird schwächerer Mörtel, also mit mehr als 3 Teilen Sand auf 2 Teile Kalk hergestellt. Mit einer Kelle wird die Speise sofort nach dem Anfeuchten auf die Lehmwand und deren Löcher aufgeklatscht und ausgebreitet. Ein zweiter Maurer benetzt den Putz gleich hinterdrein wieder mit einem Pinsel und ebnet und streicht ihn mit einem Streichbrettchen. Um schöne weiße Farbe zu erzielen, kann dann sofort noch mit Kalk darüber geweißt werden. „Neuer Kalk ist zu widerraten, man hält den geflößten Kalk, der in einer Grube verwahrt wird, für den besten. — Gips wird ebenso aufgetragen, nur muß man von 4 zu 4 Zoll alte Nägel in die Mauer einschlagen, es ist aber nicht zu empfehlen, ihn an der Außenwand zu gebrauchen. Haarspeise wird ebenso wie Gips aufgetragen, nur aber da, wo Sand fehlt oder von schlechter Beschaffenheit ist. Soll gemalt werden, so ist die Freskomalerei die schönste und wohlfeilste; auf Gips oder schlechtem Kalk ist sie aber nicht wohl anzubringen. Maurer und Maler müssen sich immer in die Hand arbeiten, denn wenn der Bewurf trocken würde, so könnte der Maler seine Arbeit nicht dauerhaft anbringen."

Abb. 19. Jachtmanns Lehmziegel mit Zacken zum bessern Haftenlassen des Putzes.

Jachtmann ließ, um den Kalkanwurf besser haften zu machen, die Patzen, welche bei Aufführung der Mauer als Strecker gebraucht werden, beim Abformen dergestalt einzacken (s. Abb. 19), daß die Fugen zwischen den beiden Steinen mit den keilförmigen Einschnitten einen Schwalbenschwanz bildeten, der nun den angeworfenen Putz festhielt. Beim modernen Stampfbau werden die entstehenden feineren und gröberen Risse wegen der Möglichkeit, den Verputz in sie in ähnlicher Weise einzuklammern, nicht ungern gesehen. Langegger hat übrigens darauf hingewiesen, daß man im Orient Gewicht auf das scharf getrennte Aufsetzen neuer Stampfschicht nur auf vorher getrocknete Schicht legt, um das Durchgehen der Risse von oben bis unten zu vermeiden.

Gilly empfahl zunächst, die Fugen recht weit offen zu lassen, später aber ließ er sie ganz mit Lehm ausstreichen und die Wand glatt mit Lehm abreiben, hierauf einen dünnen Überzug von Ochsenblut mit ungelöschtem Kalk vermischt mit dem Mauerpinsel auftragen, was nach einiger Zeit eine nicht unangenehme grünliche Farbe abgab. Mergelkalk halte weit fester auf Lehm als Steinkalk. Kriegsrat Krause berichtete ihm von dem guten Halten eines dünn aufgetragenen Kalkputzes mit grobem Kiessand und daß die anderen gebrauchten Farben, als Umbra und gelbe Erde mit geraspelter Kreide und mit Milch vermischt, sich als Abputz überall an der Wetterseite sehr gut gehalten hätten.

Sachs meint, außer auf der Wetterseite könnten bei besonders guter Vorbehandlung des Lehms und Anwendung solches von vorzüglicher Güte die Mauern sich viele Jahre gut erhalten, empfiehlt zunächst sehr genaue Bearbeitung der Außenseite der Mauer, Sorge für gleichmäßige Feuchtigkeit beim Errichten, Vermeiden des Anbringens von Sand an der Außenseite usw., da meist nicht der Putz, sondern Fehler bei der Mauerkonstruktion die Ursachen des schlechten Haltens seien. Er trägt nicht im gleichen Sommer einen Rapp-Putz unmittelbar auf den Lehm auf aus 3 Teilen Lehm, 1 Teil Kalkmörtel (von 2 Teilen Sand und 1 Teil weißen Kalkes), auf den dann der glatte Putz in mäßiger Dicke aber scharf eingerieben kommt. Auch könne man die Mauer nach Einhacken von Löchern von oben nach unten, ohne alle Beimischung von Kalkmörtel mit reinem Lehm abputzen und diesen Putz nachher mit einer fettigen Flüssigkeit, am besten Öl, überstreichen und zur Genüge trocknen. „Allein dies Mittel ist selbst bei den gegenwärtig niedrigen Preisen des Öles zu kostbar für die Allgemeinheit." Ebenso zweckentsprechend sei ein dünner Teerüberzug, den er aber auch wegen des schmutzigen und traurigen Aussehens und weil darauf keine Farbe haftet, nicht empfehlen kann. Am besten sei immer noch Kalkmörtelputz, besonders wenn man unter den Rapp-Putz Flachsschäben (nicht Häcksel) mischt: alles andere sei weniger zu empfehlen, so z. B. das Einschlagen kleiner hölzerner Pflöcke in den ganz trockenen Lehm und dann Umflechten mit Reiserwerk, das angezündet wird, wodurch die Mauer eine Rinde von gebranntem Lehm erhält. Diese widersteht zwar jeder Witterung, da aber das Mauerwerk nur ungleich durchbrannt wird, so reißt die Fläche stellenweise auf, was nicht durch Ausschmieren wieder wegzubringen ist. Ungleich zweckmäßiger sei es, durch Zerschlagen hergestellte kleine Feldsteinstückchen in den noch weichen bloßen Lehm oder Lehm-Kalkmörtel-Putz so einzudrücken, daß sie den ganzen Putz genau bedecken und ihn den Einwirkungen der Atmosphäre entziehen. Allein durch die Umständlichkeit des Verfahrens wird der Preis des wohlfeilen Mauerwerkes wieder großenteils wett gemacht. Am empfehlenswertesten sei das Aufmauern mittels reiner Lehmmörtelsteine, die den Putz ersetzen.

Wimpf schützt die Wand da, wo der Regen hinschlägt, bis zum vollen Austrocknen durch einen Spritzbewurf, der aus einer dünnen, suppenartigen, mittels Besens aufgetragenen Speise besteht. Nach völliger Austrocknung des Baues, wozu ein Jahr nötig sei, beilt er die Wand mit dem Richtscheit ab, reinigt sie und bringt Strohlehm darauf. In diesen nassen Strohlehm reibt man gleich, nicht zu dick, Haarspeise ein, stippt mit einem Besen von oben herab schräg in den Strohlehm hinein und bewirft mit grobem Mörtel. Nach Trocknen dieses rauhen Bewurfes überzieht man ihn zum zweiten Mal mit Haarspeise, die man sehr flach abglättet, wobei dann die Tüncher beliebige Verzierungen, wie bei einem steinernen Haus, anbringen können. (Abb. 20 u. 21).

Um einen ungefähren Einblick in die verschiedenen Systeme der Lehmziegelherstellung und des Putzes zu ge-

winnen, habe ich sie in der Modellwerkstatt der Geschichtlichen Abteilung des Hygiene-Museums nachmachen lassen. Dabei ergab sich zunächst die Richtigkeit der Warnung, bei noch feuchtem Lehm den Verputz anzubringen. Dieser erhärtet rascher als der Lehm trocknet. Infolgedessen kann er das Schwinden des Ziegels nicht mitmachen und blättert ab. Über weiteres soll noch berichtet werden.

Überblickt man die Erfahrungen und Ratschäge der alten Autoren, die sich mit dem Lehmbau befaßt haben, so scheint nirgends ein Zweifel zu bestehen über die Tragfähigkeit des Lehms, sofern nur die Mauer, was schon Vitruv fordert, nach dem Lot gut senkrecht gestellt und die Mauern durch ein entsprechendes Fundament von unten und ein gutes Dach eventuell noch durch Auflage einer Schicht gebrannter Ziegel von oben her gegen Feuchtigkeit geschützt sind. Die Eigenschaft der Warmhaltung und des Trockenwohnens werden ihm in höherem Maße zuerkannt als dem Steinbau. Das Aussehen wird für die ältere Bauweise als ärmlich und schlecht bezeichnet. Von der Anwendung des Patzenbaues an dagegen findet man diesen Einwand mehr und mehr überwunden.

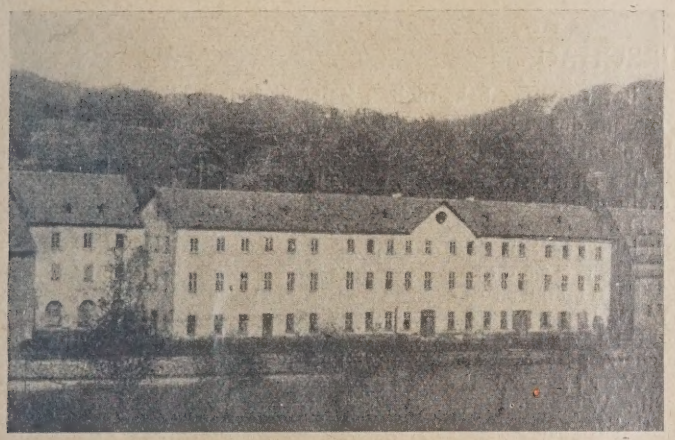


Abb. 20.
Fabrikgebäude in Lehmstampfbau von Wimpf; verputzt (nach Siebold).

Nach Cointereaux sind in der Gegend von Lyon die vornehmen Landhäuser der großen Fabrikherren in Pisé ausgeführt gewesen. Johanna Schopenhauer bestätigt in ihren Reiseberichten aus Frankreich, 1824, das schmucke Aussehen der schon bei Paris beginnenden Pisébauten und die obigen Abbildungen, bestätigen die Möglichkeit, den Häusern das gleiche Aussehen zu geben wie Ziegelsteinbauten. Der prächtige Herrensitz Klein-Machnow mit seinen schönen Räumen und den farbenprächtigen Wandmalereien, der mit Ausnahme der Wetterseitenmauer, die erst im Kriege durch Vernachlässigung des Daches verfiel, noch heute von der Lehmbaukunst Gillys vor 1799 Zeugnis ablegt, dürfte auch verwöhnten Augen eine Freunde sein. Über die Auswahl der Methode ob Lehmziegel, ob Stampfbau, erhält man den Eindruck, daß die Entscheidung nicht so sehr von der technischen Brauchbarkeit, die ziemlich gleich bewertet wird, als von äußeren Verhältnissen abhängig gemacht wird. Die von Cointereaux schließlich befürworteten Quadern sind als ein Zwischending zu betrachten, das die Festigkeit des gestampften Mauerwerkes mit der üblichen Technik des Bauens mit Formlingen vereinigt. Die Ausführungen Wimpfs lassen freilich das Zusammenstampfen in einer großen Masse auch bei ziemlich willkürlicher Auswahl der Erde als das Beste erscheinen, wobei oder zu entscheiden sein möchte, ob die verschiedenen Lehm noch Erdsorten, wie man sie an verschiedenen Orten findet gleichwertig sind. Letzterer Einwand erscheint mir deshalb geboten, weil bei unseren Versuchen die gestampften Stücke, die wir mit Steinen untermengt herstellten, wie Wimpf dies getan hat, beim Austrocknen Risse bekamen und teilweise auseinander zu bröckeln beginnen. Die Schwierigkeit des Putzes wird allgemein erwähnt, ist aber schließlich schon bei den Fachwerkbauten zu überwinden gewesen, wenn auch hier die Tragfähigkeit des Baues nicht von ihrer glücklichen Lösung abhängt. Jedenfalls aber beweisen die schon bei unserer jetzigen Kenntnis recht zahlreich noch vorhandenen Bauten, daß der Lehmbau möglich und von Dauer ist. Diese Ansicht hat sich jetzt auch bei den stärkst beteiligten Stellen durchgerungen: Die Hypothekenbanken haben für technisch richtig durchgeführte Lehmbauten ihre ablehnende Haltung gegen eine Beleihung aufgegeben.

Seit der Niederschrift Ende Februar ist man nun auch an den maßgebenden Stellen Sachsens zu obiger Überzeugung gelangt. Man hatte hier schon 1918 einen Versuch mit Lehmbau gemacht. Der Mißerfolg wirkte abschreckend, auch die anderweitigen guten Erfolge schienen noch keine Sicherheit bezüglich der Dauer zu geben. Das ist begreiflich. Es darf aber ein Wort der Kritik eingeschaltet werden wegen der Unterschätzung der geschichtlichen Erfahrungen, wie sie leider nur allzu verbreitet ist. Auf Grund dieser hatte ich, unabhängig

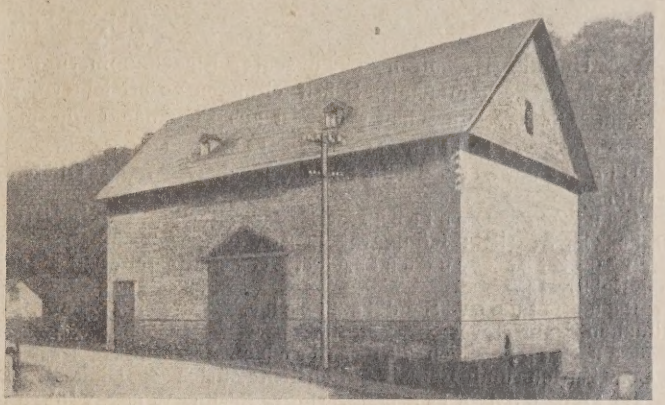


Abb. 21.
Lehmstampfbau von Wimpf; unverputzt (nach Siebold).

von den mir später erst bekannt gewordenen, Gleiches bezeugenden Mitteilungen Siebolds, auf die Möglichkeit des Lehmbaues und die Vermeidbarkeit der den Mißerfolg begründenden Fehler im Herbst 1919 eindringlich hingewiesen. Hätte man diesen geschichtlichen Tatsachen mehr Beachtung geschenkt, so hätte man rechtzeitig die Bauperiode ausnützen können. Auch gegenüber den noch jetzt geltend gemachten Bedenken wegen Mangels an geeignetem geschultem Personal sei auf geschichtliche Erfahrungen hingewiesen. Schon die Titel der alten Bücher zeigen, daß man vor allem an Selbstbauer dachte. Ein interessantes Beispiel ist oben erwähnt. Außerdem wird vielfach berichtet, daß die Bauern ganze Dörfer selbst bauten. Auch bezüglich der Kosten ist aus den alten Werken Wichtiges zu entnehmen. Boethke hat in einer bis ins Einzelne genau aufgestellten vergleichenden Berechnung zwischen Lehmpatzenbau und gebranntem Ziegelbau für jenen die Kosten auf 530 Taler 12 gr 4 Pf, für diesen auf 659 Taler, 8 gr 10 Pf. festgestellt, das wären für den Lehmbau ca. 20 vH. Ersparnis (hier nimmt man jetzt 3—4 vH. an). Der Hauptunterschied ruht in den Materialien, ca. 243 bezw. 364 Taler einschließlich Transport (Lehm bezw. Ziegel, Kalk, Sand: 11 000 Lehmpatzen 66 Taler gegenüber 23 000 Ziegeln zu 161 Taler; 29 Tonnen Kalk 29 Taler gegen 59 zu 59 Taler; 138 Fuhren Mauersand zu 8 Taler gegenüber 236 zu 14 Taler — in beiden Häusern sind die Fußböden aus Lehmestrich in der Rechnung angesetzt) — und Maurerarbeit (71 gegenüber 81 Taler).

Es bleibt also nur noch ein allerdings nicht hoch genug einzuschätzendes Hindernis übrig: der Widerstand, den Vorurteile noch immer dem Lehmbau entgegensetzen, — so wurde erst jüngst wieder in der sächsischen Volkskammer von ärmlichem Ersatz, von einem „Lehmloch" gesprochen — und da darf zum Schluß an einen Vorschlag Boreux in Cointereaux' Werk erinnert werden, der, wie alle anderen Verfechter der Lehmbauweise, mit dieser gleichen Schwierigkeit zu rechnen hatte. Die Hinweise auf die in Lyon erbauten mehrstöckigen Fabriken, in denen eiserne Web- und Wirkstühle vorhanden waren, von denen die Häuser so sehr erschüttert werden, auf den Palast des höchsten Gerichtshofes des Fürstentumes Dombes in der Stadt Trevoux und das Wohnhaus, in welchem der Oberanwalt dieses Parlaments wohnte sowie auf die Lehmhäuser der Lyoner Fabrikherren, ergänzt er durch einen Rat, wie man das Publikum anlocken könnte: „Man solle die Häuser prächtig meublieren. Man könnte sie dann besehen und sie würden sich unendlich schöner und angenehmer zeigen, als wenn man sie in einem Zustand völliger Entblößung erblicke. Die Ansicht der schönen Spiegel, Betten, Vorhänge, Schreibtische, Stühle, Sofas, artigen Tapeten, schönen Vergoldungen, Kronleuchter usw. würde die Anzahl und die Wünsche der Liebhaber nach einer solchen Wohnung vermehren, deren Inneres ihnen so prachtvoll erscheinen würde, als die Ansicht von außen anmutig sein müßte. Baue man einige niedliche kleine Landhäuschen und verschönere man sie mit kleinen geschmackvoll angelegten Gärten und biete sie im Frühling, wo die Natur in ihrer Blüte stehe, zum Verkauf aus, so fänden sich gewiß viele Personen ein, welche den bloßen Wunsch haben, ihre Neugierde zu befriedigen; aber der Anblick eines bequemen und angenehmen Aufenthaltes würde die Begierde erregen, ein ähnliches zu haben und die Anzahl der Liebhaber nach Verhältnis der Anzahl bemittelter Neugieriger zunehmen."

Man versäume nicht, diesen praktisch wirkungsvollen Weg, den man ja auch mit Erfolg in Hellerau schon vor Jahren betreten hat, für die neuen Lehmhäuser zu gehen. Der erfreuliche Anblick solcher Häuschen wird tatsächlich ein vorzügliches Mittel sein, um die noch bestehenden Bedenken und das gegen Ungewohntes bestehende Widerstreben zu überwinden.

Allen Einwänden aber begegnet am wirkungsvollsten die Vorführung von hübschen, alten Häusern, deren Bestehen den Beweis für die Sicherheit und Trefflichkeit der Lehmbauweise in sich trägt und deren Bewohner fast stets die warme Behaglichkeit und die Trockenheit rühmen.

ZUR LITERATURSCHAU.

Um die Beschaffung gewünschter Einzelnummern der in der Literaturschau behandelten Zeitschriften sowie einen Verkehr mit den in Frage kommenden Schriftleitungen zu erleichtern, wird zu Beginn des 2. Halbjahres nachstehend eine Anschriftenübersicht gegeben. Die Literaturschau selbst ist aus Platzmangel diesma uf das nächste Heft verschoben worden.

Baumaterialien-Markt. Leipzig, Uferstr. 21.

Die Bauwelt Berlin SW 68, Kochstr. 22—26, Ullsteins Verlag.

Bau-Ztg., Deutsche. Exped. Berlin, Königgrätzer Straße 105, Schriftl.: Königgrätzer Str. 104.

Bau-Ztg., Neudeutsche. Geschäftsstelle: Leipzig, Hospitalstr. 15.

Bauzeitung, Süddeutsche. Exped. u. Schriftl.: München, Paul-Heyse-Str. 29/31.

Bau-Ztg, Schweizerische. Verlag: Rascher & Co., Zürich und Leipzig. Schriftl. Zürich 2, Dianastr. 5.

Beton und Eisen. Verlag: Berlin W 66, Wilhelmstraße 90, Schriftl.: Wien I, Dominikanerbastei 4.

Der Brückenbau. Exped. u. Schriftl.: Heidelberg, Postfach 3.

Der Eisenbau. Verlag: Wilhelm Engelmann, Leipzig, Mittelstr. 32, Schriftl.: Düsseldorf, Marschallstr. 32.

Der Holzbau, Beilage der Deutschen Bau-Zeitung. Vgl. D. B.-Ztg.

Der Industriebau. Verlag: Carl Scholte, Leipzig, Königstr. 3, Schriftl.: Arch. Direktor E. Beutinger, Wiesbaden.

Mitteilungen für Zement und Beton, Beilage der Deutschen Bau-Ztg. Vgl. D. B.-Ztg.

Österreichische Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst und das Berg- und Hüttenwesen. Exped.: Wien I, Seilerstätte 24, Schriftl.: Wien IX, Liechtensteinstraße 46 a.

Die Räder. Exped. u. Schriftl.: Räder-Verlag, G. m. b. H., Berlin, Potsdamer Str. 83 c.

Stahl und Eisen. Schriftl. u. Exped.: Düsseldorf, Postschließfach 664 (Verlag Stahleisen).

Taylor-Zeitschrift. Wien XIII. 2, Penzinger Straße 30, u. Leipzig, Talstr. 3.

Technik und Wirtschaft. Zu beziehen durch den Verein deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, Sommerstr. 4 a.

Der Tiefbau. Geschäftsstelle: Berlin-Wilmersdorf, Babelsberger Str. 16.

Der Städtische Tiefbau. Vgl. Brückenbau.

Tonindustrie-Zeitung. Geschäftsstelle: Berlin NW 21, Dreysestr. 4.

Die Verkehrstechnik. Geschäftsstelle: Berlin SW, Kochstr. 22—26, Verlag von Ullstein & Co., Berlin.

Werft und Reederei. Verlag von Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24, Schriftl.: Hamburg 13, Heinrich-Barth-Str. 29.

Wochenschrift des Arch.-Vereins zu Berlin. Berlin W 66, Wilhelmstr. 92/93.

Zeitschr. f. Arch. u. Ingenieurwesen. Verlag: C. W. Kreidel, Wiesbaden, Schriftl.: Geh. Baurat Professor W. Schleyer, Hannover.

Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins. Exped.: Wien I, Seilerstätte 24, Schriftl.: Wien I, Eschenbachgasse 9.

Zeitschr. d. Ver. d. Ing. Zu beziehen durch den Verein deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, Sommerstr. 4 a.

Zeitschr. f. Bauwesen. Schriftl.: Ministerium d. öffentl. Arbeiten, Berlin W 66, Wilhelmstr. 79 a. Exped.: Ernst & Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90.

Zeitschr. f. Kleinbahnen. Verlag: Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24, Schriftl.: Min. d. öfftl. Arbeiten, Berlin W 66, Wilhelmstr. 79 a.

Zeitung des Ver d. Eisenbahnverwaltungen. Verlag von Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24, Schriftl.: Berlin W 9, Köthener Str. 28/29.

Zentralblatt der Bauverwaltung. Verl.: Ernst & Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90, Schriftl.: Berlin W 66, Wilhelmstr. 79 a.

Über wichtigere Erscheinungen in ausländischen Zeitschriften werden kurze Berichte gesondert veröffentlicht.

Dr.-Ing. W. Kunze.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Das neue Warnungssignal der Great-Eastern-Bahn (System Tiddeman).

Das Arbeits- und Transportministerium in Paris hat die französischen Eisenbahngesellschaften zur Vornahme von Versuchen mit Warnungssignalen veranlaßt, die auf der Lokomotive selbst erteilt werden. Hierzu hat besonders das schwere Unglück auf der Paris—Lyon—Méditerranée-Bahn Anlaß gegeben, das 30 Tote und 100 Verletzte gefordert hatte. Zu solchen Versuchen sollte besonders das System der Great-Eastern-Bahn herangezogen werden.

Dieses besteht in einer Auslösung von Hörsignalen im Führerstande, die durch einen Einbau im Gleise hervorgerufen werden. Eine eiserne allmählich ansteigende und sich ebenso wieder senkende Längsrippe ist mitten zwischen den Schienen, durch Teerung gegen den Boden isoliert, auf den Schwellen angebracht. Die eiserne Rippe steht mit dem Stellwerk und seiner elektrischen Batterie in leitender Verbindung. Ein hier nicht näher zu beschreibender lotrechter Schieber, der an der Lokomotive befestigt ist, wird durch das Auffahren auf die ansteigende Rippe wie ein Druckknopf eingedrückt, d. h. hochgeschoben. Er löst dabei ein Ventil aus, das in die Bremsdruckluftleitung

eingeschaltet ist. Die Luft entweicht aus dieser und bringt eine Pfeife zum Ertönen. Wenn die Rampe einem Hauptsignal entspricht, so klinkt der hochgeschobene Schieber ein und die Leitung entleert sich völlig, so daß die Bremsung bis zum Stillstande des Zuges andauert. Erst die Beseitigung der Einklinkung schließt das Ventil der Druckluftleitung wieder. Zu dieser Ausklinkung bedarf es eines Schlüssels, den der Lokomotivführer bei sich trägt. Mit diesem muß er nach dem Anhalten des Zuges herabsteigen und die Klinke lösen.

Handelt es sich um ein auf Halt stehendes Vorsignal, so wird der Schieber ebenfalls hochgehoben. Es greift jedoch die Klinke noch nicht ein. Nach dem Verlassen der Rampe sinkt der Schieber wieder herab. Das geöffnete Druckluftventil bleibt jedoch zunächst noch geöffnet, da die Stabilität seines Verschlusses beim Anheben des Schiebers aufgehoben worden ist. Das Ventil wird erst wieder damit geschlossen und das Entweichen der Luft aufgehoben, wenn man vom Führerstande aus durch Drücken auf einen Druckknopf aus einem besonderen Kessel Druckluft wirksam werden läßt. Diese verschiebt einen Zylinderkolben und damit verschiedene Hebel derart, daß wieder eine stabile Abspreizung des Druckluftventils stattfindet.

Wenn das Signal auf Freie Fahrt steht, wird ein elektrischer Strom in die Rampe geleitet, der bei dem Anstreifen des Schiebers der Lokomotive geschlossen wird. (Der andere Pol ist an die Fahrschiene angeschlossen.) In dem Signalapparat wird dann ein Elektromagnet wirksam, der den gesamten Hebelapparat unbeweglich und damit das Öffnen des Druckluftventils unmöglich macht. So wird verhindert, daß bei jedem Überfahren der Rampe überhaupt ein Hörsignal gegeben wird. (Nach Schweiz. Bau-Ztg. vom 1. Mai 1920.) Kze.

Vorbilder aus dem Eisenbetonbau

beabsichtigt der Deutsche Betonverein den deutschen technischen Hochschulen sowie den technischen Mittelschulen und Baugewerkschulen für Lehrzwecke zur Verfügung zu stellen. Der D. B.-V. hat deshalb ein Rundschreiben nebst Vordrucken an seine Mitglieder versandt, in dem die Firmen gebeten werden, anzugeben, was sie an Zeichnungen, Berechnungen, Lichtbildern und Modellen für den angegebenen Zweck zur Verfügung zu stellen bereit sind. Da von dem beabsichtigten Schritte des D. B.-V. für die Hochschulen und die Lehranstalten und somit mittelbar für die deutsche Betontechnik großer Vorteil erwartet werden kann, ist ein voller Erfolg des Rundschreibens bei den Unternehmungen sehr zu wünschen. B.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Mitteilungen über die Frankfurter Messe.

Von Prof. K. Hoepfner, Karlsruhe i. B.

In Zeiten der Not muß sich jeder umsehen, wo er etwas finden könnte, was ihm und seiner Arbeit Vorteil und Fortschritt verspricht. Deshalb nahm ich die Gelegenheit wahr, am 1. Mai die Führung der Pressevertreter durch die vom 2. bis 11. Mai währende 2. internationale Frankfurter Messe mitzumachen. Die Eindrücke, die ich gewann, können weitere Kreise nach drei Richtungen hin interessieren:

1. Kann man dort etwas lernen und Anregungen gewinnen?
2. Kann der konsumierende Bauingenieur Abschlüsse tätigen als Käufer?
3. Kann der Produzent von Baustoffen ein Gleiches erhoffen als Verkäufer?

Wenn man nun eine Veranstaltung wie diese Messe auch vornehmlich als Fachmann besucht, so kann man doch den allgemeinen Menschen nicht ganz daheim lassen. Als Mensch aber wie als Fachmann empfand ich erhebend den Mut und Schneid, der der lähmenden Not der Zeit zum Trotz in diesem Unternehmen tätig ist.

Die Organisation der Frankfurter Messe ähnelt in manchen Punkten der einer großen Ausstellung. Mehr und mehr sucht man sie örtlich auf einem Raumkomplex zusammenzufassen, sachlich aber nach Warengattungen zu gliedern.

Mittelpunkt der Anlage ist die große Frankfurter Festhalle. Der Ausstellungsraum ist vermehrt durch Hallenbauten auf dem anschließenden Gelände. Außerdem sind einige weitere bestehende Gebäude in der Stadt herangezogen, die aber auch in der Nähe der Festhalle liegen.

In den Ergänzungsbauten zeigt sich der Mut des Unternehmens und der Wille der Stadt, hinüber zu kommen über die gefährliche Zeit der Krise und Wege zu bahnen zu neuer wirtschaftlicher Kraft. Das „Haus Offenbach" hat man in Ersatzbauweise aufgeführt, so daß es jahrzehntelang bestehen kann, und 6 Millionen sind dafür aufgewandt. Die Fassade ist schlicht aber sehr ansprechend, das Innere ganz als Zweckbau in einfachsten Holzkonstruktionen ausgeführt. Trotzdem kostet dieser Bau fast so viel wie das prächtige Opernhaus, das 8 Millionen erforderte. So ist es ein Dokument dafür, daß die Stadt ihr Unternehmen durchhalten will „trotz alledem!"

Dann noch ein Beweis für den Schneid: als solcher kann allein schon gelten, daß man trotz der Besetzung der Stadt durch die Franzosen die Abhaltung der Messe ermöglichte. Als Meßraum sollte außer den anderen Gebäuden auch das Hippodrom dienen, das die Franzosen mit Truppen belegt hatten, aber freizugeben versprachen. Am letzten Montagabend, also kaum 5½ Tage vor Beginn der Messe, zogen sie unerwartet ihre Zusage zurück. Schnell entschlossen läßt aber das Meßamt schon Dienstag abend zwischen Haus Offenbach und Festhalle eine neue große Halle in Holz herstellen, Tag und Nacht und selbst am Feiertag des 1. Mai arbeiten die willigen Arbeiter, und in der Tat war schon am Sonnabendmittag der Bau nahezu fertig. Er wirkt — besonders im Innern — mindestens ebenso gut wie das Haus Offenbach.

So bildet diese Anlage eine erhebende Leistung an sich wie eine solche der Technik.

Ich will nun nicht davon sprechen, daß bei der Führung der Pressevertreter am Tage vor der Eröffnung der Messe die Stände noch fast alle leer waren. Man gewann immerhin den Eindruck, daß die Anordnung der Stände in Form und Farbe geschickt getroffen ist und daß das Gesamtunternehmen sich somit auch in diesen Äußerlichkeiten als ein einheitliches, organisiertes Unternehmen darstellt, nicht als ein Nebeneinander vieler Aussteller und Verkäufer ohne Beziehung zueinander, sondern großzügig aufgebaut.

Alle die vielen Waren und Bedarfsgegenstände, die die Hauptmasse der Stände beanspruchen, interessieren auch den Baufachmann weniger. Die 4 Hallen aber, die Maschinen und Baustoffe enthalten, waren am weitesten gefüllt, so daß man einen Überblick bereits gut erhalten konnte. Zunächst freilich ist es nicht allzuviel, was der Bauingenieur an Waren vorfindet, die für ihn von Bedeutung sind. Die Hauptsache sind Maschinen, ferner Installationsartikel für den Innenausbau der Häuser, einige wenige Baustoffe, in einem Stande hatte eine Firma für Holzhausbau ihr Modell ausgestellt, auch einige Dachkonstruktionen in Holz konnten Interesse erregen. Im ganzen aber fanden wir bisher nicht viel, was uns anziehen kann.

Ich glaube aber, daß die Frankfurter Messe in dieser Richtung recht entwicklungsfähig ist. Die bereits erwähnte wohlüberlegte und organische Gestaltung im Äußeren bildet das sprechende Spiegelbild der inneren Organisation. Dadurch kennzeichnet sich die Messe als Mittelding zwischen Ausstellung und Messe. Dafür ist wichtig: einerseits die räumliche Zusammenfassung der Gesamtveranstaltung, andererseits aber deren Zerlegung nach Warengattungen. Ist zum Beispiel alles, was zum Bauwesen gehört, in besonderen Bauten zusammengefaßt und hier wieder in Gruppen vereinigt, so ist damit dieselbe Grundlage geschaffen, die die Ausstellungen bieten, und es ist zu erwarten, daß in Zukunft viele Firmen ebenso wie jene auch die Messe beschicken werden, um sich zu zeigen und bekannt zu machen, auch wenn sie nicht unmittelbar auf große Abschlüsse werden rechnen können.

An sich sind Gegenstände für den Baubedarf nicht so „messefähig" wie andere Handelsartikel. Nur wenige von ihnen kauft man in großen Mengen auf Lager, ebenso wenig, wie man sie nach Art der eigentlichen Messeartikel durch Reisende vertreiben läßt. Aber der Ausstellungscharakter, der eine Eigenart gerade der Frankfurter Messe bildet, läßt es mir doch wahrscheinlich erscheinen, daß diese Veranstaltung in Zukunft auch für die Lieferanten in Bauartikeln und für Baufachleute mehr und mehr Interesse gewinnen wird.

Ermäßigung der Eisenpreise.

Die angekündigten Preisermäßigungen auf dem Eisenmarkt sind heute vom Eisenwirtschaftsbund auf der Grundlage des Preises von 3200 M. für Stabeisen gegen bisher 3650 M. beschlossen worden, und zwar auf zwei Monate mit der Maßgabe, daß etwa noch eintretende Kohlenpreiserhöhungen bis zum Betrage von 20 M. unberücksichtigt bleiben, daß aber für Lieferungen vom Tage des Inkrafttretens größerer Kohlenpreiserhöhungen für jede Mark Kohlenpreisaufschlag, die über 20 M. hinausgeht, eine Stabeisenpreiserhöhung von 3,50 M. eintritt unter entsprechender Umrechnung auf die anderen Walzwerkerzeugnisse. Es stellen sich nunmehr die Preise für die nächsten zwei Monate wie folgt: Rohblöcke 2435 M., vorgewalzte Blöcke 2655 M., Knüppel 2725 M., Platinen 2790 M., Stabeisen 3200 M., Universaleisen 3535 M., Bandeisen 3585 M., Grobbleche 4040 M., Minetteeisen 4775 M., Feinbleche über 1 mm 4840 M., unter 1 mm 4865 M., Walzdraht 3585 M., schwere Schienen 3320 M., Grubenschienen 3300 M. Der Aufschlag für Siemens-Martin-Ware ist von 150 M. auf 100 M. ermäßigt worden. („Frkf. Ztg.")

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Ist es zulässig, telegraphisch Berufung einzulegen?

(Oberlandesger. Hamburg, Bf. V. 165/19.)

(Nachdr. verb.) In einem vor dem Oberlandesgericht Hamburg zur Entscheidung stehenden Rechtsstreit handelte es sich u. a. um darum, ob die von der einen Partei gegen das ihr ungünstige Erkenntnis des Landgerichts eingelegte Berufung als ordnungsmäßig erfolgt anzusehen sei. Da nämlich die Berufungsfrist nahezu abgelaufen war, hatte der Berufungskläger die Berufung durch Telegramm eingelegt, das noch innerhalb der Frist beim Gericht eingegangen war.

Das Oberlandesgericht Hamburg hat sich dahin ausgesprochen, daß sich gegen die Berufung durch Telegramm nichts einwenden lasse. Hierbei stützte sich das Gericht auf die in Strafurteilen mehrfach festgelegte Ansicht des Reichsgerichts, daß die Ausfertigung eines Telegramms als ein vom Auftraggeber selbst durch Benutzung von Naturkräften und Menschen als Werkzeugen geschriebenes und unterschriebenes Schriftstück anzusehen und demgemäß die Einlegung der Berufung durch Telegramm als zulässig zu erachten sei. Diese für Strafsachen vom Reichsgericht ständig festgehaltene Ansicht muß auch — so meinte das Oberlandesgericht Hamburg — für den Zivilprozeß gelten; die Einreichung des die Berufung enthaltenden Telegrammes bei dem zuständigen Gericht muß daher zur Einlegung der Berufung genügen, ohne daß es etwa auf die handschriftliche Originalniederschrift des Telegrammtextes durch den Absender ankommt. Erforderlich ist nur, daß Inhalt und Unterschrift der Telegrammausfertigung dem Willen der durch die Unterschrift als Absender gekennzeichneten Person entspricht. Es muß danach auch sogar die mündliche Aufgabe des Telegramms durch den Fernsprecher als zulässig erachtet werden. rd.

Der Baugeldgeber als Bauherr im Sinne der Rechtsprechung des Reichsversicherungsamtes.

(Reichsversich. Amt I B. S. 3/16.)

(Nachdr. verb.) Ein Bauunternehmer hatte eine Baustelle gekauft; der Preis dafür wurde gestundet und als Hypothek auf dem Grundstück eingetragen. Der Makler, der das Geschäft vermittelt hatte, gab Geld zur Herstellung des Gebäudes gegen Hypothek, ohne daß dieser Hypothek vor der Kaufgeldhypothek der Vorrang eingeräumt wurde. An Courtage, Provision und Zinsen mußte der Unternehmer ihm insgesamt 16 vH versprechen, also ein Entgelt, das den üblichen Zinsfuß weit überstieg.

Die Baugewerksberufsgenossenschaft nahm nun diesen Makler für Prämien, die der Bauunternehmer ihr schuldete, als Bauherrn gemäß § 819 der Reichsversicherungsordnung in Anspruch, und das Reichsversicherungsamt hat diese Forderung der Berufsgenossenschaft gegen den Makler für begründet erklärt.

Allerdings — so heißt es in den Gründen — kann ein Baugeldgeber als Bauspekulant nur gelten, wenn seine Forderung, nach Abzug des Baugeldes, allein oder zusammen mit den ihr vorgehenden oder gleichstehenden dinglichen Rechten den gemeinen Grundstückswert übersteigt. Denn nur in diesem Falle ist der unbemittelte Eigentümer, der die Hypothek oder Grundschuld nicht ablösen kann, an die Bauvorschrift gebunden, so daß er, wenn er von ihr abweicht, zu erwarten hat, im Wege der Zwangsversteigerung entsetzt zu werden.

Bei dieser Begrenzung wird das gesunde Baugeldgeschäft von den Vorschriften der §§ 765, 819 der Reichsversicherungsordnung nicht getroffen. Denn Geschäftsleute, insbesondere Banken, die nur Geldgeschäfte gegen den im allgemeinen Handelsverkehr üblichen Entgelt machen wollen, verlangen für ihre Hypothek mindestens eine solche Rangstellung, daß ihre Forderung, nach Abzug des eigentlichen Baugeldes, schon durch den Grundstückswert gedeckt ist. Baugeldgeber, die solche Rangstellung nicht erhalten, werden ihrerseits Bangeld nur geben, wenn ihnen ein außergewöhnlich hoher Entgelt für ihr Risiko versprochen wird. Das trifft hier zu. Der Entgelt, den sich der Makler ausbedungen hat, entsprach etwa 16 vH seiner Forderung, hat nicht den Vorrang erhalten und überstieg den gemeinen Grundstückswert, da das Grundstück bereits von dem Vorbesitzer überlastet war. Die Forderung konnte also nur aus dem Baugewinn verwirklicht werden. Sonach ist der Makler im vorliegenden Falle als Bauherr anzusehen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. April 1920.

Kl. 20 i, Gr. 35. B 92 920. Joseph Bethenod, Paris; Vertreter: Patentanwalt von Ossowski, Berlin W 9. Schaltungsanordnung zur Anzeige von Eisenbahnstreckensignalen auf der Lokomotive. 18. II. 20. Französische Priorität vom 3. V. 19 und 28. XI. 19.

Kl. 20 i, Gr. 35. S 49 327. Svenska Tägtelefon Aktiebolaget, Stockholm; Vertreter: Patentanwalt Peitz, Berlin SW 68. Vorrichtung zum Zeichengeben an in Bewegung befindlichen Bahnzügen. 9. XII. 18. Schwedische Priorität vom 23. X. 17.

Kl. 20 k, Gr. 9. A 32 466. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Selbsttätige Nachspannvorrichtung für Kettenoberleitungen elektrischer Bahnen. 31. X. 19.

Kl. 20 k, Gr. 13. Z 9651. Richard Zetzsche, Berlin-Steglitz, Plantagenstr. 6 und Victor Stecher, Duisburg, Friedenstr. 4. Selbsttätige Verschlußvorrichtung für Leitungskanäle. 6. VI. 16.

Kl. 35 b, Gr. 4. P 38 606. Wilhelm Prollius, Duisburg, Heerstr. 59. Verfahren zum Umbau feststehender Krane in fahrbare sowie zur örtlichen Versetzung feststehender Krane. 20. X. 19.

Kl. 37 b, Gr. 3. M 64 556. Jakob Melles, Brieg, Bez. Breslau, Bismarckstr. 4. Räumliches Baugebilde aus Runddrähten nach dem Patent 291 092; Zusatz zu Patent 291 092. 27. XII. 18.

Kl. 37 c, Gr. 1. Z 9535. Robert Zorn, Weißenfels a. d. Saale, Langendorfer Str. 41. Dachdeckung mit Ziegeln aus einem mittleren Wulst und beiderseits sich anschließenden flachen Teilen. 2. II. 16.

Kl. 37 c, Gr. 8. E 23 032. Fa. J. Eberspächer, Eßlingen a. N. Befestigung der Halteschrauben an Rinnensprossen für Glasbedachungen mittels Stegplatten, die durch Längsbewegung der Schrauben an den Sprossenrändern festklemmen. 15. III. 18.

Kl. 57 c, Gr. 2. W 53 443. Karl Weinert, Berlin, Muskauer Str. 24. Oberlichtreflektor. 20. IX. 19.

Kl. 80 b, Gr. 18. G 48 254. Adolf Grosche, Berlin-Schmargendorf, Breite Str. 8. Verfahren zur Herstellung eines porösen Zements oder eines porösen zementartigen Bindemittels. 8. V. 19.

Kl. 80 b, Gr. 23. W 46 437. Henry Welte, Znaim, Mähren; Vertreter: Patentanwälte Cramer und Dr. Hirsch, Berlin NW 21. Verfahren zur Herstellung glasierter Kunststeine aus nicht unmittelbar glasierbaren Massen; Zusatz zu Patent 288 435. 12. IV. 15.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 3. Mai 1920.

Kl. 42 c, Gr. 10. H 78 999. Dipl.-Ing. Fritz Hartmann, Berlin-Schöneberg, Luitpoldstr. 19. Nivellierstecklatte. 17. XI. 19

Kl. 85 c, Gr. 6. R 47 404. Fritz Rühl, Solingen, Kronenberger Str. 119. Abwasserkläranlage mit in den Klärraum jalousieartig übereinander liegenden Leisten, Brettern o. dgl. 18. IV. 14.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. Mai 1920.

Kl. 18 b, Gr. 16. E 24 128. Eisen- und Stahlwerk Hoesch Akt.-Ges., Dortmund. Verfahren zur Behandlung von Thomas- oder Siemensmartin-Schlacke. 27. VI. 19.

Kl. 20 a, Gr. 10. B 88 690. Dr. Hermann Borck, Berlin, Händelstr. 5. Anordnung zur Stabilisierung von Einschienenbahnen. 11. III. 19.

Kl. 20 a, Gr. 12. G 49 605. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Tragseilkupplung für Drahtseilschwebebahnen. 14. XI. 19.

Kl. 20 a, Gr. 12. G 49 606. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Tragseilkupplung für Drahtseilschwebebahnen. 14. XI. 19.

Kl. 20 i, Gr. 34. R 49 142. Eloi Rodolausse, Saint Antonin, Tarn et Garonne, Frankreich; Vertreter: Patentanwälte Dipl.-Ing. H. Caminer, Berlin und Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Vorrichtung zur Überwachung und Regelung der Fahrt eines Eisenbahnzuges. 27. XII. 19. Französische Priorität vom 21. XII. 18 und vom 16. IV. 19.

Kl. 20 i, Gr. 35. W 47 985. Charles Hemlet Woodward, Bournemouth, England; Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. P. Wangemann, Berlin-Schöneberg. Vorrichtung zur Abgabe von elektrischen Signalen und zur elektrischen Kontrolle von Eisenbahnzügen vom Führerstande aus. 8. VI. 16. Britische Priorität vom 17. IV. 15.

Kl. 20 k, Gr. 7. Sch 55 515. Signum Aktiengesellschaft, Wallisellen, Schweiz; Vertreter: Friedrich Lorenz, Bruchsal, Baden. Leitende Verbindung an Schienenstößen elektrischer Bahnen. 18 VI. 19. Schweizer Priorität vom 18. III. 19 u. vom 8. IV. 19.

Kl. 30 a, Gr. 4. Oberschlesische Eisenindustrie Aktiengesellschaft für Bergbau und Hüttenbetrieb, Gleiwitz. Einrichtung zur Prüfung der Tatbereitschaft der Menschen, insbesondere im Fahrdienst. 21. III. 19.

Kl. 37 b, Gr. 1. D 36 665. Johannes Dittmer, Berlin-Steglitz, Uhlandstr. 8. Baustein mit mehreren im Querschnitt nebeneinander liegenden Hohlräumen nach Patentanmeldung D 35 567; Zusatz zur Patentanmeldung D 35 567. 11. XI. 19.

Kl. 80 a, Gr. 41. K 58 548. Erich Kudwien, Sokaiten a. d. Memel, Kr. Ragnit. Dachpfannenabschneider. 15. IV. 14.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 10. Mai 1920.

Kl. 19 a, Gr. 24. M 64 237. Wilhelm Müsing, Essen-Altenessen, Pilsticker Str. 26. Schienenstoßverbindung mit dauernd an den Schienenenden befestigten Laschen. 30. X. 18.

Kl. 20 g, Gr. 1. K 65 986. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Drehscheibe mit geteilten Hauptträgern. 6. IV. 18.

Kl. 20 g, Gr. 1. K 67 719. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Drehscheibe. 13. XII. 18.

Kl. 20 i, Gr. 10. T 21 836. Telefonfabrik Aktien-Gesellschaft, Budapest; Vertreter: Patentanwalt Dr. H. Hederich, Cassel. Elektropneumatische Verriegelungseinrichtung für mit Hand gestellte Weichen. 9. II. 18.

Kl. 20 i, Gr. 14. Y 430. Gustave Yseboodt, Brüssel; Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. Arthur Kuhn, Berlin SW 61. Signallaterne für Eisenbahnschranken. 13. II. 30. Belgische Priorität vom 18. XI. 16.

Kl. 20 i, Gr. 15. R 46 826. Heinrich Ringel, Cöln-Braunsfeld, Stollbergstr. 351. Vom Führerstand des Wagens aus verstellbare Weiche. 27. XI. 18.

Kl. 20 i, Gr. 33. Sch 54 892. Karl Schieck, Georgsmarienhütte bei Osnabrück. Vorrichtung zur Einwirkung auf einen fahrenden Eisenbahnzug. 2. IV. 19.

Kl. 20 i, Gr. 35. N 18 592. The National Safety Appliance Company, San Francisco, California, Ver. St. v. Amerika; Vertreter: Patentanwalt F. A. Hoppen, Berlin SW 68. Eisenbahnsignalsystem. 20. II. 20.

Kl. 35 a, Gr. 9. N 18 507. Carl Notbohm, Altenessen, Pielsticker Str. 5. Doppelgleisanlage an Hängebänken und Füllörtern. 20. I. 20.

Kl. 37 b, Gr. 3. K 68 562. Ferdinand Kalweit, Berlin-Wilmersdorf, Holsteinische Str. 55. Hohlstütze oder Hohlträger. 4. IV. 19.

Kl. 80 b, Gr. 3. L 48 438. Dr.-Ing. Heinrich Luftschitz, Dresden, Münchener Str. 16. Verfahren zur Herstellung von hydraulischen Bindemitteln aus Braunkohlenasche. 20. VI. 19.

Kl. 85 e, Gr. 17. P 37 978. Wilhelm Passavant, Michelbach, Nassau. Sinkkasten mit aus einem selbsttätigen Klappenverschluß und einem Handventil als Zwangsverschluß bestehenden doppelten Rückstauverschluß. 23. VI. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 3. Mai 1920.

Kl. 8 a, Gr. 28. 322 986. W. Kührmeyer & Franke, G. m. b. H., Magdeburg. Verfahren zur Herstellung von Dachpappe. 9. VIII. 16. K 62 785.

Kl. 20 i, Gr. 10. 322 899. Siemens & Halske, A.-G., Siemensstadt bei Berlin. Eisenbahnsignalantrieb mit Flüssigkeitsdruck. 22. XII. 18. S 49 398.

Kl. 20 i, Gr. 14. 322 900. Otto Jellonek, Berlin, Andreasstr. 77. Aus einem federbelasteten Sperrhebel bestehende Fangvorrichtung für Signallaternenaufzüge. 29. VII. 19. J 19 746.

Kl. 20 i, Gr. 15. 322 901. Friedrich Klusmann, Lehrte, Hannover, Bahnhofstr. 31. Vorrichtung zum Einstellen der Straßenbahnweichen. 22. VII. 19. K 69 575.

Kl. 20 i, Gr. 17. 322 902. Compagnie Générale Parisienne de Tramways, Paris; Vertreter: Patentanwälte Dr. Wirth, Weihe, Dr. Weil, Frankfurt a. M. und Dipl.-Ing. Koehnhorn, Berlin SW 68. Vom Wagen aus mittels eines Streckenanschlags umstellbare Weiche. 24. IV. 13. C 23 227.

Kl. 20 i, Gr. 25. 322 903. Erich Bartsch, Stettin-Grünhof, Fabrikstr. 9. Vorrichtung zum Anzeigen der Straßenbahn-Haltestellen. 22. VI. 19. B 89 815.

Kl. 20 i, Gr. 30. 322 904. Henry Arthur Thompson, Withington, Manchester, Großbritannien; Vertreter: Patentanwalt Dr.-Ing. Geißler, Berlin SW 11. Einrichtung zur Überwachung und Sicherung von Eisenbahnstrecken. 3. II. 15. T 20 229. Großbritannische Priorität vom 2. II. 14.

Kl. 20 i, Gr. 35. 322 905. Reinhold Christian Seidl, Regensburg, Landshuter Str. 8 a. Notsignalvorrichtung zur Verhütung des Überfahrens des Haltesignals. 11. VII. 19. S 50 541.

Kl. 37 b, Gr. 3. 322 760. Carl Tuchscheerer, Breslau, Lohestr. 56. Hölzerner Fachwerksbinder. 30. VI. 16. T 41 000.

Kl. 37 f, Gr. 5. 322 761. Olof Boecker, Berlin-Schöneberg, Königsweg 37. Verfahren zum Aufbauen von Holzfachwerkbauten. 8. I. 18. B 85 300.

Kl. 84 c, Gr. 2. 322 934. Siemens & Halske A.-G., Siemensstadt bei Berlin. Vorrichtung zum Herstellen von Betonpfählen mit verbreitertem Fuß im Erdreich mittels Vortreibrohres und Druckwasserspülung. 18. I. 16. S 44 847.

Kl. 85 c, Gr. 6. 322 935. Dipl.-Ing. Richard Mensing, Neustadt a. d. Hardt. Vorrichtung zur mechanischen Abwässerreinigung, bestehend aus einer Trommel und in diese einschiebbaren Schaufeln. 25. VII. 13. M 52 203.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 10. Mai 1920.

Kl. 20 k, Gr. 9. 323 195. British Insulated and Helsby Cables Limited, Prescott, William Morvis Mordey, London, John William Astley und Douglas Bryce Saunderson, Prescot; Vertreter: Patentanwalt E. W. Hopkins, Berlin SW 11. Fahrdraht für elektrische Bahnen und Einrichtungen zu seinem Aufhängen. 23. XII. 13. B 75 256. Britische Priorität vom 3. IV. 13.

Kl. 35 b, Gr. 4. 323 100. Menck und Hambrock, G. m. b. H., Altona-Ottensen. Rangierkran. 23. III. 19. M 65 174.

Kl. 80 b, Gr. 10. 323 029. John Frederick Burn, Ystradgynlais, Brecon, Wales, Arthur Claude Burn, Kingston-on-Thames, Surrey und George Coplestone Carter, Strand, London; Vertreter: Patentanwalt E. W. Hopkins, Berlin SW 11. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Kalksandsteinziegeln. 11. III. 14. B 76 280. Britische Priorität vom 11. III. 13.

Kl. 80 b, Gr. 13. 323 030. Thomas Davis, Middlezoy, Bridgewater, Somerset, Großbritannien; Vertreter: Patentanwalt E. W. Hopkins, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung größerer Flächengebilde, wie Hausfronten, aus Kunststein. 24. V. 13. D 28 939. Britische Priorität vom 24. V. 12.

Kl. 80 b, Gr. 17. 323 080. Jan Jack, Lodz, Polen; Vertreter: Patentanwälte Dr. G. Döllner, M. Seiler und E. Maemecke, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von künstlichen Schieferplatten durch Verarbeitung von Gemischen künstlicher Fasermaterialien mit hydraulischen Mischungen. 6. V. 13. J 15 695.

Kl. 80 b, Gr. 19. 323 031. Bronislaw von Leski, Wärschau; Vertreter: Patentanwalt C. v. Ossowski, Berlin W 9. Verfahren zum Wasserdichtmachen von Zement. 22. XI. 13. L 40 864.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Erläuterungen zu den preußischen Hochbaubelastungsvorschriften 1919 unter besonderer Berücksichtigung der Bestimmungen über Knicksicherheit. Von Dr.-Ing. Ellerbeck, Reg.- und Baurat. Mit 7 Textabb. Berlin 1920. Verlag Ernst & Sohn. Preis 1,60 M.

Der uns vorliegende Sonderabdruck aus dem Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, in dem der Verfasser zunächst seine Erläuterungen veröffentlichte, ist ebenso handlich wie preiswert und wird schon aus diesen rein äußerlichen Gründen seinen Weg in die Technik finden. Er verdient es aber auch wegen seines innerlichen Wertes. Aufgebaut auf wissenschaftlicher Grundlage und überall Rechnung tragend den Bedürfnissen des praktischen Bauvorganges, führen die Darlegungen in eine Menge wichtiger Materialfragen ein und beantworten sie in einwandfreier Art, im besten Sinne einen technischen Kommentar bildend für die oben genannten Hochbauvorschriften vom 24. 12. 19. Hierbei werden auch Vorschriften anderer deutscher Gliedstaaten geprüft und, wenn notwendig, in den Kreis der Betrachtungen gezogen. Besonders eingehend ist die Frage des Ausknickens von Stäben behandelt. Hier kommt der Verfasser durch Vergleichsrechnungen und aus ihnen abgeleitete zeichnerische Gegenüberstellungen zu dem Endergebnis, neben 5-facher Sicherheit im Sinne der Eulerformel stets etwa 2,5-fache nach Tetmajer und neben 4-facher Sicherheit nach Euler solche von 2,2 nach Tetmajer zu verlangen. Des weiteren werden hier noch verwickeltere Fälle der Knick- und Biegungsbelastung

behandelt und durch Rechnungsbeispiele dem Leser nahegebracht. Gerade auf diesen Sonderabschnitt der Erläuterungen sei als besonders wertvoll verwiesen.

Bei Besprechung der zulässigen Beanspruchungszahlen wird u. a. hervorgehoben, daß die verhältnismäßig geringe Spannungszahl für Flußeisenanker von 800 kg/qcm in erster Linie für die im Hochbau vorkommenden gewöhnlichen Anker gilt, daß durch ihre Festlegung aber nicht ausgeschlossen ist, daß bei großen Verankerungen von außergewöhnlicher Art ausnahmsweise auch einmal höhere Beanspruchungen zugelassen werden können. Bei Gußeisen, für das gleichwie bei Flußeisen gegenüber den älteren Bestimmungen die Beanspruchungszahlen unverändert beibehalten worden sind, wird von beabsichtigten Versuchsreihen Mitteilung gemacht, die der Verein deutscher Eisengießereien vorzunehmen gedenkt, um Sicherheit über den erreichbaren Grad der Gleichartigkeit von Gußeisen zu schaffen und hieraus den Beweis für die Zulassung höherer Spannungen zu erbringen. Hierbei wird auch auf die neueren bayerischen Bestimmungen verwiesen, die bei Gußeisen auf Druck 1000, auf Zug 250 und auf Schub 500 kg/qcm gestatten, und sogar bei Inrechnungstellung aller möglichen Lasten einschließlich Wind eine Erhöhung dieser Zahl um weitere 25 vH zulassen.

Schon diese wenigen Angaben lassen erkennen, welch wertvolle Belehrungen und Anregungen die kleine Schrift von Dr. Ellerbeck in sich schließt. Eine weiteste Verbreitung ist ihr im Interesse der Verbreitung wissenschaftlicher Erkenntnis im Bauwesen und werktätiger Belebung im Baubetrieb zu wünschen. M. F.

Technisches Denken und Schaffen. Von Prof. Dipl.-Ing. G. v. Hanffstengel, Charlottenburg. Eine gemeinverständliche Einführung in die Technik. Mit 153 Textabbildungen. Verlag Julius Springer, Berlin W 9. Preis: geb. 15 M + Teuerungszuschlag.

Der Verfasser hat eine dankbare Aufgabe mit Gründlichkeit und mit besonderer Liebe behandelt, und deshalb ist es zu wünschen, daß der ideelle Erfolg seiner Bestrebungen nicht ausbleibt.

Soweit es dem Unterzeichneten bekannt ist, gibt es kein ähnliches Werk, welches es sich zur Aufgabe macht, mit den einfachsten Mitteln die Grundaufgaben der Technik der Allgemeinheit in der Form zu vermitteln, wie es der Verfasser getan hat. Was der Verfasser am Schluß seines Buches über die Vermittlung von technischem Denken und Schaffen an Nichttechniker sagt, ist nur all zu berechtigt. Es ist richtig, daß für den technischen Laien die technische Literatur im allgemeinen schwer genießbar ist, aber wir dürfen es andererseits nicht übersehen, daß daneben eine Unterschätzung technischen Denkens und Schaffens gerade von seiten derjenigen ausgeht, die es am dringendsten notwendig haben. Ich denke dabei an die Universitäten. Allerdings haben einige Universitäten technische Laboratorien eingeführt, aber nur selten befassen diese sich mit der Vermittlung von technischem Denken, in das heute jeder einen Einblick haben sollte, der auf allgemeine Bildung Anspruch erhebt.

Die Hauptrichtungspunkte bei der Abfassung seiner Arbeit sind von Hanffstengel in folgenden Sätzen der Einleitung gekennzeichnet:

„Als Grundlage einerseits die handwerklichen Erfahrungen und Methoden, andererseits die Forschungsergebnisse und Denkmethoden der Mathematik und Physik, ausgebaut durch das, was die selbstgeschaffene Wissenschaft der Anwendung zutage gefördert hat; auf diesen Grundlagen fußend Streben nach möglichst vollkommener Ausnützung der Naturkräfte unter Anpassung an ihre Eigenart, zunächst für wirtschaftliche, dann für zivilisatorische und kulturelle Zwecke; bei jeder Arbeit das Gefühl strenger Verantwortlichkeit und das Bewußtsein, daß Leichtfertigkeit sich rasch und unerbittlich rächt; endlich die Belohnung durch die Freude an der freien schöpferischen Tätigkeit."

Die Ausführung und die Behandlung des Stoffes sind mustergültig.

Der Unterzeichnete sieht den Wert des Buches darin, daß es dem angehenden Ingenieur Verständnis für technische Probleme, die Grundlage für technisches Denken und die Liebe zur schaffenden Technik vermittelt. Neben diesem erzieherischen Wert könnte m. E. das Buch die Grundlage bilden für den Ausbau von Vorlesungen an Universitäten und Volkshochschulen, die dem technischen Laien einen Einblick in technisches Denken und Schaffen gewähren könnten.

Mögen die Ideale des Verfassers, die aus dem Buche sprechen, ihren Lohn finden in einer möglichst weiten Verbreitung des ausgezeichneten Buches und der darin enthaltenen für die Allgemeinheit sowohl wie für den Techniker sehr beherzigenswerten Gedanken und Anregungen.

Druck und Ausstattung des Buches sind sehr gut.

E. Probst, Karlsruhe.

Tabellen der Maximalquerkräfte und Maximalmomente durchlaufender Träger mit 2, 3 und 4 Öffnungen verschiedener Weite bei gleichmäßig verteilter Belastung. Von Dipl.-Ing. W. Kapferer. Mit 15 Textabb. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Preis 12,50 M. (brosch.) zuzüglich Sortimenterzuschlag.

Das Büchlein stellt eine Erweiterung der allbekannten Winklerschen Zahlen dar, dermaßen, daß die Momentengrenzwerte für durchlaufende Träger mit verschiedenen Stützweiten geboten werden. Voraussetzung ist allerdings das symmetrische Verhältnis der Stützweiten bei mehr als 2 Feldern. Es sind folgende Verhältnisse berücksichtigt:

$l_1 : l_2 = 1 : 1$; $- 1 : 1{,}1$; $- 1 : 1{,}2$ usw. bis $1 : 2{,}0$.

Weiter:

$l_1 : l_2 : l_1 = 1{,}0 : 2{,}0 : 1{,}0$; $- 1 : 1{,}9 : 1$; $1 : 1{,}8 : 1$ usw. bis $1 : 0{,}5 : 1$ und

$l_1 : l_2 : l_2 : l_1 = 1 : 2{,}0 : 2{,}0 : 1$; $- 1 : 1{,}9 : 1{,}9 : 1$; $- 1 : 0{,}5 : 0{,}5 : 1$.

Eine derartige Erweiterung der Winklerschen Zahlen war sehr erwünscht. Sagt doch z. B. Kögler im Taschenb. f. Bauingenieure, III. Aufl., S. 3954: „Die Winklerschen Zahlen geben Momente und Querkräfte allerdings nur für gleich große Öffnungen. Bei ungleichen, aber nicht allzu verschiedenen Öffnungen kann man mit einem Mittelwerte oder noch sicherer mit der größten der Stützweiten rechnen." Dieser Annäherungsrechnung ist man bei Benutzung der Tabellen von Kapferer enthoben. — Wie a. a. O. weiter bemerkt wird, hat zwar Dr. Nitzsche im „Brückenbau" 1913, Heft 5, bereits Tabellen für Träger über 2 und 3 Öffnungen mit verschiedener Feldweite gegeben, doch gehen die Kapferschen zunächst noch auf eine 4. Öffnung ein, ferner ist bei Dr. Nitzsche nur die Belastung ganzer Felder berücksichtigt, während das vorliegende Buch die ungünstigste Belastungsverteilung zugrunde legt. Außerdem gehen die neuen Tabellen in der Abstufung der Feldweitenverhältnisse weiter. Dr. Nitzsches Tabellen reichen nur bis $l_1 : l_2 : l_1 = 1 : 1{,}5 : 1$. Auch auf die soeben herausgekommenen Tabellen von Bazali (vgl. Buchbesprechung in Heft 11 des Bauingenieur) muß hier vergleichend eingegangen werden. Diese geben in erster Linie Einflußlinien und ähneln so den Griotschen Tabellen beträchtlich. Sie dienen also in erster Linie der Berücksichtigung von Einzellasten. Die in Bazalis Broschüre ebenfalls behandelte gleichmäßig verteilte Belastung ist auf volle Felder erstreckt, die Tabellen sind also für die Trägerteile in der Nähe der Stützen weniger genau . Die Bazalischen Tabellen sind überdies für den Gebrauch weit weniger übersichtlich. Es bedarf z. B. stets besonderer Überlegungen, um festzustellen, ob der Momentengrenzwert positiv oder negativ ist. Es müssen außerdem Fehler darin vorhanden sein, denn das negative Moment über der Stütze gibt Bazali z. B. beim Balken $1 : 1 : 1$ zu $q\,l^2.0{,}109\,952$ an, während es $q\,l^2.0{,}1000$ zu heißen hätte.

Das Buch von Kapferer zeichnet sich außerdem durch einen einleitenden Text aus, der die Theorie des durchlaufenden Trägers und die Entstehung der Tabellen knapp und gut darstellt.

Anordnung und Satz sind mustergültig. Das Papier ist verhältnismäßig gut. Dr.-Ing. W. Kunze-Dresden.

Der Tunnel. Anlage und Bau. Von G. Lucas, Professor an der Technischen Hochschule Dresden. I. Band: Der Entwurf des Tunnelbauwerks. Mit 533 Textabbildungen und 3 Tafeln. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Preis geh. 30 M, geb. 35 M zuzüglich Sortimenter-Teuerungszuschläge.

Wieder ist die Tunnelbauliteratur um ein wertvolles Werk bereichert worden! Nachdem erst letztes Jahr „Der Eisenbahntunnel" von Dolezalek erschienen ist, bringt das Jahr 1920 den I. Band eines ausführlichen Werkes über die Tunnelbaukunst aus der Feder von Lucas. Dieser I. Band behandelt besonders eingehend und klar die Gesichtspunkte für die Bemessung der Größe und Form der Tunnel- und Schachtquerschnitte, den Gebirgsdruck und die statische Untersuchung der Tunnelwandungen, sowie die Herstellung und Sicherung der Wandungen vor Tunneln und Schächten. Außerdem sind übersichtlich die von der Entwurfsbearbeitung erforderlichen Vorerhebungen und die Gesichtspunkte für die Linienführung besprochen. Schließlich in den letzten Kapiteln: Lüftungsanlagen, Oberbau, Signale und Leitungen in Tunneln, Angaben über Veranschlagen und Kosten, Arbeitsfortschrittsplan, Vergebung und Angriffsplan.

Der Abschnitt: Querschnitt der Tunnel und Schächte bringt ein außerordentlich reiches Material, ausgewählt aus den besten Ausführungen bis zur Gegenwart; im Abschnitt über Gebirgsdruck sind die neuesten, bei den großen Alpentunneln gemachten Erfahrungen verwertet. Die statische Untersuchung der Tunnelwandungen wird besonders eingehend behandelt und an zahlreichen Beispielen erläutert. Neben der Untersuchung der gewölbten Gebirgstunnel ist eine klare Übersicht über die statischen Verhältnisse der rahmen- und röhrenförmig ausgebildeten Tunnel unter Verkehrsmittelpunkten gegeben. Der statischen Untersuchung der Wandungen schließt sich ihre konstruktive Durchbildung an, wobei das Baumaterial und die Ausführungsformen in Stein, Eisen und Eisenbeton eingehend besprochen und gewürdigt werden.

Die reichen Erfahrungen und großen Fortschritte, die gerade in den letzten Jahrzehnten auf dem Gebiete des Tunnelbaus gemacht wurden, sind in dem Lucasschen Werk voll ausgewertet, sodaß man nur wünschen kann, es möge diesem wertvollen I. Band recht bald der in Aussicht gestellte II. Band folgen, in dem Bau und Unterhaltung der Tunnel zur Darstellung gebracht werden sollen.

Die Ausstattung des Werkes ist, sowohl was den Druck des Textes als auch was die Wiedergabe der Abildungen anlangt, sehr gut.

Prof. Dr.-Ing. Ammann, Karlsruhe.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W 9.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang 31. Juli 1920 Heft 14

DIE WIEDERHERSTELLUNG DER MAASBRÜCKEN BEI NAMUR DURCH DIE MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG, WERK GUSTAVSBURG.

Wie ein Sturmwind waren die deutschen Heere in jenen herrlichen August- und Septembertagen 1914 über Belgien und Nordfrankreich dahingebraust, jeden Gegner, Belgier, Franzosen, Engländer vor sich hertreibend. Vergeblich hatten diese versucht, durch Zerstörung der Verkehrswege, insbesondere der Eisenbahnbrücken und -tunnels, das deutsche Vorstürmen zu hemmen und Zeit zu gewinnen, aus kopfloser Flucht allmählich in geordneten Rückzug und schließliches Standhalten überzugehen. Besonders auf die Zerstörung der Maasübergänge schien man feindlicherseits große Hoffnungen gesetzt zu haben und so waren planmäßig, aber teilweise ganz überflüssig und sinn- und zwecklos, alle, auch die nebensächlichsten Brücken gesprengt. Bei Sedan z. B. eine Brücke, welche zu einem Straßenbahndepot führte, zwischen Sedan und Charleville, bei Flize, eine solche in einem Gleis, das in einem im Bau begriffenen Walzwerk endete. Zu hemmen vermochten die Gegner auf diese Weise das deutsche Vorstürmen nicht, teilweise schädigten sie sich damit nur selber. So hatten die Franzosen durch Zerstörung einer Straßenbrücke, welche über einen Maasschleusenkanal führte, die große, in Mezières befindliche Automobilfabrik vorzeitig abgeschnitten und mußten zahlreiche Personen- und Lastautomobile zurücklassen, die später von deutschen Eisenbahntruppen als willkommene Beute herausgeholt wurden. Erst weit hinter der Maas, an der Marne, kam die deutsche Offensive zum Stehen, der frisch-fröhliche Bewegungskrieg, das Element unserer herrlichen, alten Armee, in dem sie erzogen war und lebte und sich jedem Gegner überlegen wußte, war zu Ende, die Front erstarrte, der nervenzermürbende Stellungskrieg begann.

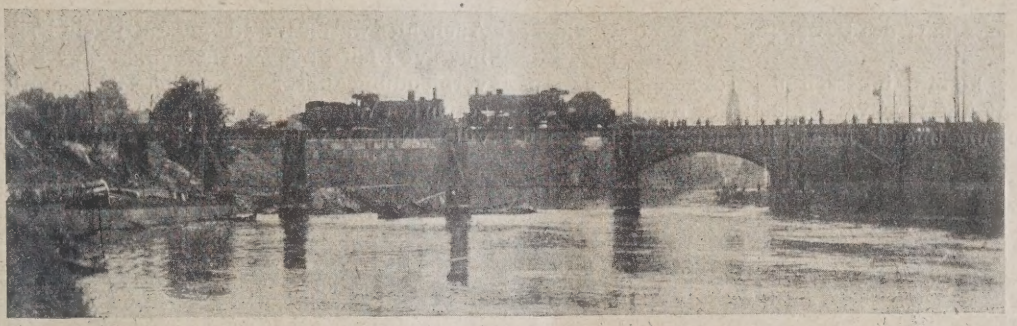


Abb. 1. Wiederhergestellte Maasbrücke in Charleville.

Dem Vormarsch der Kampftruppen hatten die Zerstörungen der Maasbrücken wohl bisweilen kurzen Aufenthalt — die Maas hat in ihrem oberen Laufe, in der Gegend von Sedan, etwa 70—80 m, weiter unterhalb, in der Gegend von Namur, etwa 130—150 m Breite — nicht aber ein größeres Hindernis zu bereiten vermocht. Wichtig dagegen war die baldige Wiederherstellung insbesondere der Eisenbahnbrücken für den Nachschub des Kriegsmaterials, und so sah man denn bald nach dem Durchstürmen der Kampftruppen überall an den Maasübergängen Pioniere und Eisenbahnbaukompagnien, jene mit der Wiederherstellung der Straßenbrücken, diese mit der der Eisenbahnbrücken beschäftigt. Zunächst kam es darauf an, nur die wichtigsten Eisenbahnlinien, diese aber möglichst schnell wieder in Betrieb zu bekommen, und die Eisenbahnbaukompagnien waren daher, ihrer Erziehung entsprechend, bestrebt, die notwendigen Baustoffe der Beschleunigung wegen aus der unmittelbaren Umgebung zu entnehmen. Zudem war die Truppe im Frieden mit Rücksicht auf die Kosten — ein Zeichen des deutschen Militarismus! — zu wenig an die Verwendung von Walzträgern gewöhnt worden, war unbeholfen in deren Verlegen, und griff — im späteren Verlaufe des Krieges wurde dies anders — lieber zu Holzbalken. So kam es, daß kleine und kleinste Spannweiten bis herab zu 4 m entstanden und an vielen Stellen das Durchflußprofil durch die dicht beieinanderstehenden Holzunterstützungen stark eingeengt wurde; überhaupt wurde mit Rücksicht auf die Schnelligkeit des Baues auf etwa einsetzendes Hochwasser wenig oder gar keine Rücksicht genommen. Bei Mohon war man in Flußmitte beim Rammen auf Fels gestoßen; kurz entschlossen versenkte man einen rechteckigen Rahmen quer zum Strom in dem Fluß, füllte ihn mit Beton und setzte vor dem Abbinden die Pfähle hinein. Bei Lumes war der alte, gesprengte Träger nahezu senkrecht abgestürzt und lag, mit seiner unteren Hälfte im Wasser, den Fluß daher natürlich stark anstauend, sicher und fest auf den Pfeilerstümpfen. In einfachster Weise wurden

Abb. 2. Aufbringen der Träger in Charleville.

Schwellenstapel auf der ursprünglichen Fahrbahn und dem Obergurt gelagert und über diese Lagen von Schienen als Träger gestreckt. Nur in wenigen Fällen wurde das für die Maasbrücken so bequem gelegene und in Betrieb gebliebene Differdinger Walzwerk ausgenützt; so z. B. für eine Maasbrücke bei Charleville, für welche bei 17 m Stützweite in jeder Öffnung 6 Differdinger Träger 60 B verwendet wurden (Abb. 1), die, mit ihrem vorderen Ende an dem Mast eines Maasschiffes angehängt, am hinteren von einem aus einer Fabrik geholten fahrbaren Dampfkran geführt, übergebracht wurden (Abb. 2). Durch die Ausführung dieser Öffnungsweite, die mit der der ursprünglichen gewölbten Brücke übereinstimmte, wurde eine Einengung des Flußbettes vermieden. Im übrigen half sich die Truppe schlecht und recht und erzielte jedenfalls den einen großen Erfolg: die Hauptlinien waren für den Bedarf des Bewegungskrieges bald wieder betriebsfähig.

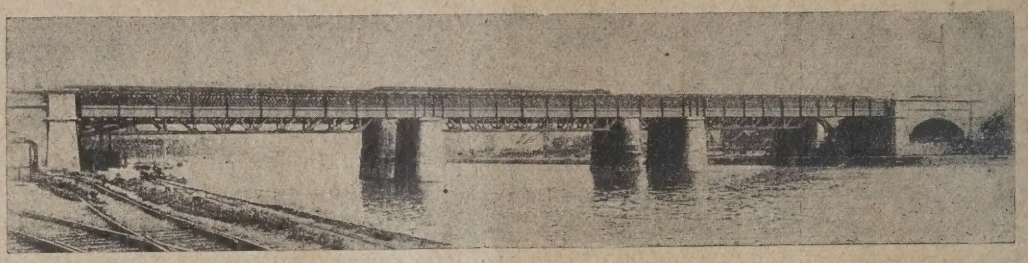


Abb. 3. Eisenbahnbrücken über die Maas bei Namur vor der Sprengung.

Auf die Dauer konnte indessen der so geschaffene Zustand mit Rücksicht auf Hochwasser und auf die im Heeresinteresse wieder aufzunehmende Maasschiffahrt nicht bestehen bleiben. Zudem bildeten die Brücken, wegen der Trümmer, meist seitlich der ursprünglichen Achse liegend und den noch über Friedensansprüche gehenden Anforderungen allerstärksten Verkehrs auf die Dauer nicht gewachsen, eine fortwährende Erschwernis für den Betrieb. Ihre baldige Beseitigung und Ersatz durch den Betriebserfordernissen besser genügende, mehr friedensmäßige Konstruktionen erschien daher geboten, und so waren bereits von Anfang Oktober ab überall an der Maas deutsche Brückenbaufirmen an der Arbeit.

Abb. 4. Eisenbahnbrücken über die Maas bei Namur nach der Sprengung.

An anderen Stellen, für welche Eisenbahnbaukompagnien nicht mehr verfügbar gemacht werden konnten, wurde von vornherein die deutsche Brückenbauindustrie herangezogen, so das Werk Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg für die Wiederherstellung der Maasbrücken bei Namur. Diese, unmittelbar am Ausgang des Bahnhofs Namur gelegen, bestanden aus drei einzelnen eingleisigen Überbauten, von denen der oberstrom gelegene der Überführung des Gleises der Maastalbahn Charleville—Dinant—Namur, die beiden anderen der der zweigleisigen Strecke Luxemburg—Libramont—Namur dienten. Der Überbau der Strecke Charleville—Namur bestand aus einem alten über drei Öffnungen kontinuierlich durchlaufenden Träger mit untenliegender Fahrbahn; die Hauptträger zeigten im unteren Teile eine volle Blechwand, während der obere Teil durch ein engmaschiges Gitterwerk von Flacheisenstäben gebildet wurde. Die Schienenoberkante lag 12 m über dem mittleren Wasserspiegel der Maas. Auf je ein Drittel der Gesamtlänge von 130 m lagen die Tragwerke auf massiven Strompfeilern, über diese ohne Unterbrechung durchlaufend (Abb. 3). Der Anschluß an die beiderseitigen Dämme wurde durch gewölbte massive Bögen vermittelt. Während die Überbauten nur für ein Gleis hergestellt waren, waren die Pfeiler und Widerlager von vornherein nach unterstrom genügend weit verbreitert, um noch die Tragwerke für ein zweites Gleis aufnehmen zu können.

Genau die gleiche Gliederung zeigte die Überführung der beiden Gleise Luxemburg-Namur. Auch hier waren im Strome auf je ein Drittel der Gesamtlänge massive Pfeiler aus Bruchsteinmauerwerk mit Sandsteinquaderverblendung angeordnet, welche, ebenso wie die gleichartig ausgeführten Widerlager, von den Pfeilern der Überbauten Charleville—Namur vollkommen getrennt standen. Von den beiden Gleisen der Luxemburg. Strecke hatte jedes besondere eingleisige Überbauten, welche im Jahre 1911 hergestellt, aus Fachwerkträgern neuzeitlicher Bauart mit obenliegender Fahrbahn bestanden. Die Hauptträger waren, im Gegensatz zu den alten Überbauten der Maastallinie, nur je über eine Öffnung geführt.

Bei seinem Rückzug hatte der Feind die zunächst dem linken Ufer gelegenen Strompfeiler beider Strecken in ihrer ganzen Breite von Grund auf gesprengt. Hierdurch waren die auf dem Pfeiler ruhenden Überbauten der beiden angrenzenden Öffnungen zum Absturz gebracht. Während aber in der rechtsufrigen Öffnung naturgemäß die vollkommen getrennt gelagerten Tragwerke der Luxemburger Strecke unbeschädigt blieben, wurde infolge der ununterbrochenen Durchführung über dem Pfeiler der Überbau des Gleises Charleville—Namur so stark beschädigt, daß er nicht weiter benutzt werden konnte. Ein Bild des Zustandes der Brückenstelle nach Ausführung der Pfeilersprengungen gibt Abb. 4; auf der linken Seite des Bildes sieht man einen Überbau der Luxemburger, rechts den Überbau der Maastallinie.

Der Heeresleitung mußte vor allem daran liegen, die Linie Luxemburg—Namur, welche zur Entlastung der stark bean-

spruchten Strecke Aachen—Lüttich in ihren Fortsetzungen für den Verkehr in das belgische Industriegebiet, nach Charleroi, Mons, Maubeuge usw. herangezogen war, möglichst bald wieder in Betrieb zu bekommen, während die von Charleville kommende, in dem vielfach gekrümmten Maastal verlaufende Linie weniger von Bedeutung war. Es war damit zu rechnen, daß sich auf der Linie Luxemburg—Namur ein sehr schwerer Verkehr entwickeln würde, und infolgedessen entschloß sich der Chef des Feldeisenbahnwesens, hier von vornherein nicht mit der Anlage einer durch Eisenbahntruppen zu erstellenden Behelfsbrücke, sondern mit einer mehr friedensmäßigen Konstruktion vorzugehen, welche jedoch gleichwohl eine schnelle Fertigstellung und Montage ermöglichen mußte.

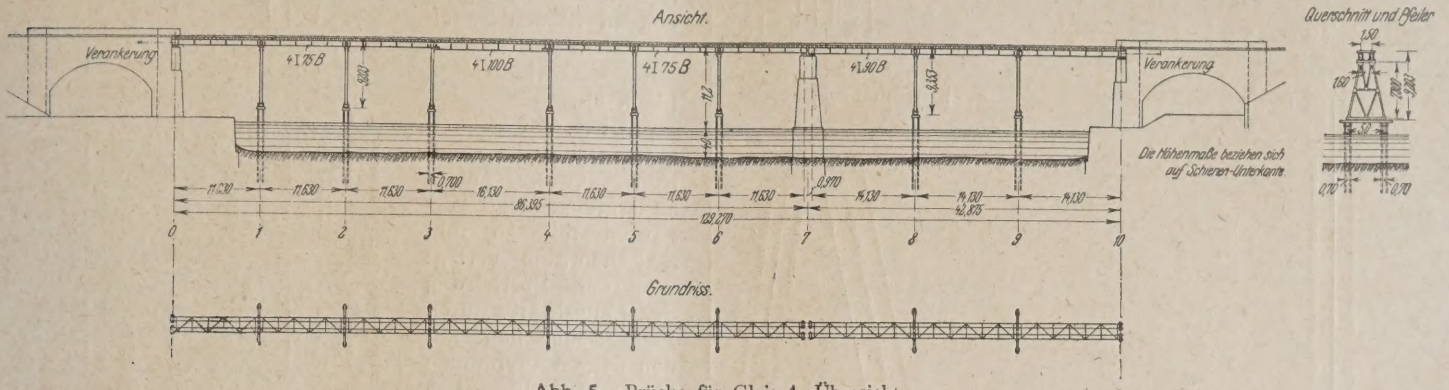


Abb. 5. Brücke für Gleis 1, Übersicht.

Wiederherstellung des 1. Gleises.

Dementsprechend erging an das Werk Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G. Anfang September 1914 der Auftrag zur Herstellung einer eingleisigen Brücke für die Überführung der Linie Luxemburg—Namur über die Maas bei Namur. Die Brücke mußte imstande sein, die den kgl. preußischen Vorschriften entsprechenden Lasten (Lastenzug A) im Dauerbetrieb aufzunehmen unter Zugrundelegung einer Fahrgeschwindigkeit von 25 km in der Stunde, und sollte am 30. September mittags 12 Uhr betriebsfertig sein.

Eine Beseitigung der Trümmer der alten Überbauten und der Bau der Brücke in der ursprünglichen Gleisachse war bei der sehr kurz bemessenen Baufrist, welche für Herstellung und Montage nur einen Zeitraum von knapp dreieinhalb Wochen umfaßte, ausgeschlossen. Die gegebene Stelle für den Neubau lag zwischen den beiden Linien (Abb. 4), unmittelbar unterstrom neben dem der Maastallinie. Hier waren die Uferanschlüsse der Gleise leicht herzustellen, ebenso boten die zweigleisig ausgeführten Widerlager und Strompfeiler gleich die Möglichkeit, die neuen Tragwerke aufzulagern. Die abgestürzten Überbauten lagen nahezu in ihrer ursprünglichen Achse, sodaß die Trümmer auch den Rammarbeiten keine Schwierigkeiten verursachten.

Eine Wiederherstellung des tief hinab zerstörten Strompfeilers und die Ausführung von Überbauten mit gleicher Stützweite wie die früheren verbot ebenfalls die Kürze der Zeit. So entschloß man sich denn zu einer mehr behelfsmäßigen Anordnung (Abb. 5); die Öffnungen wurden durch Zwischenschalten von eisernen Pendelstützen, welche auf gerammten eisernen Pfahljochen stehen, so zerlegt, daß als Überbauten durchweg Walzträger genügten. Zwischen dem linken Ufer und dem unversehrten rechten Strompfeiler kamen Stützweiten von 11,630 m zur Ausführung, für welche je vier Stück Differdinger Träger 75 B benötigt wurden, zwischen diesem und dem rechten Endwiderlager wurden Stützweiten von 14,130 m mit je vier Differdinger Trägern 90 B ausgeführt. Um beim Rammen der Unterstützungspfähle von den Trümmern des zerstörten Strompfeilers möglichst weit abzubleiben, wurde über diesen eine Öffnung von 16,130 m Stützweite eingeschaltet, welche durch vier Träger I 100 B überbrückt wurde. Je zwei zusammengehörige Träger wurden mehrfach durch Querschotte verbunden; im Untergurt der Träger wurde ein in einfachster Weise aus Winkeleisen gebildeter Windverband angeordnet (Abb. 6).

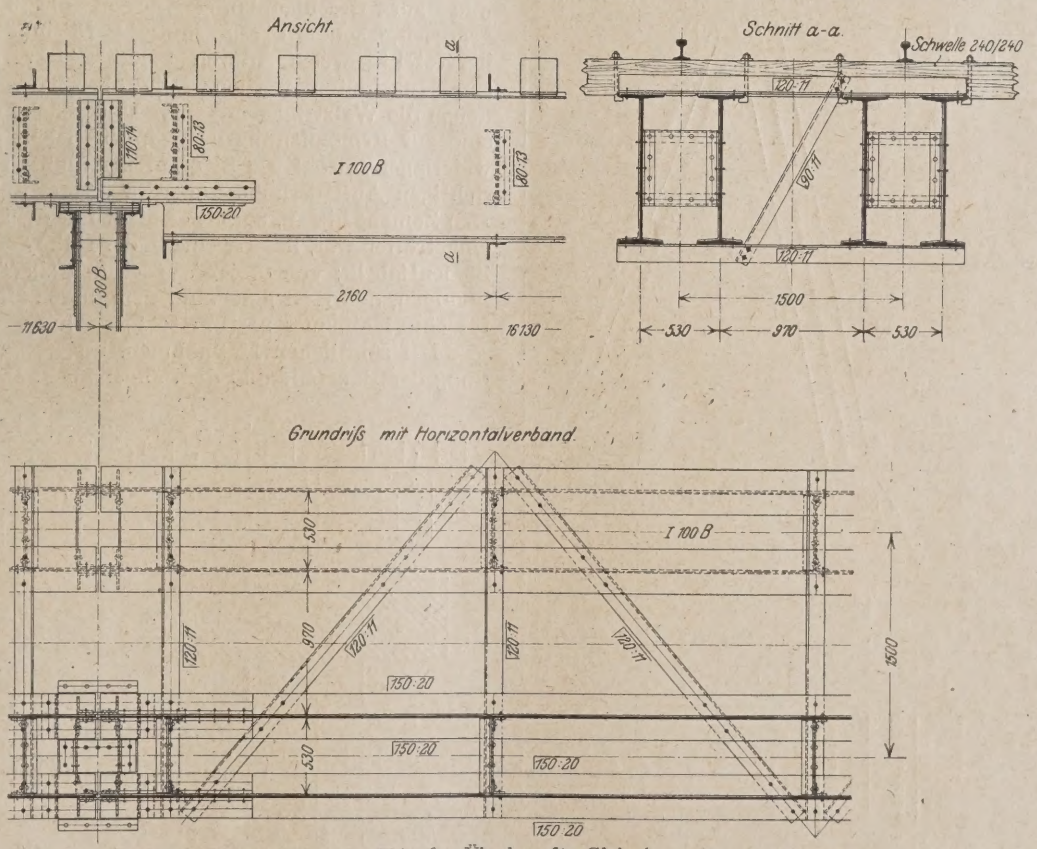


Abb. 6. Überbau für Gleis 1.

Die Unterstützungen der Überbauten bestehen aus eisernen Pendelpfeilern nach Abb. 7. Jeder Fuß ruht auf vier aus ⌶-Eisen bestehenden Rammpfählen, welche über Mittelwasser unter sich durch einen aus ⌶-Eisen bestehenden Kopf verbunden sind; dieser trägt die Lager für die Pendelstützen. In der Brückenlängsrichtung, also quer zum Strom, sind je zwei Pfähle miteinander durch Winkeleisen vergittert.

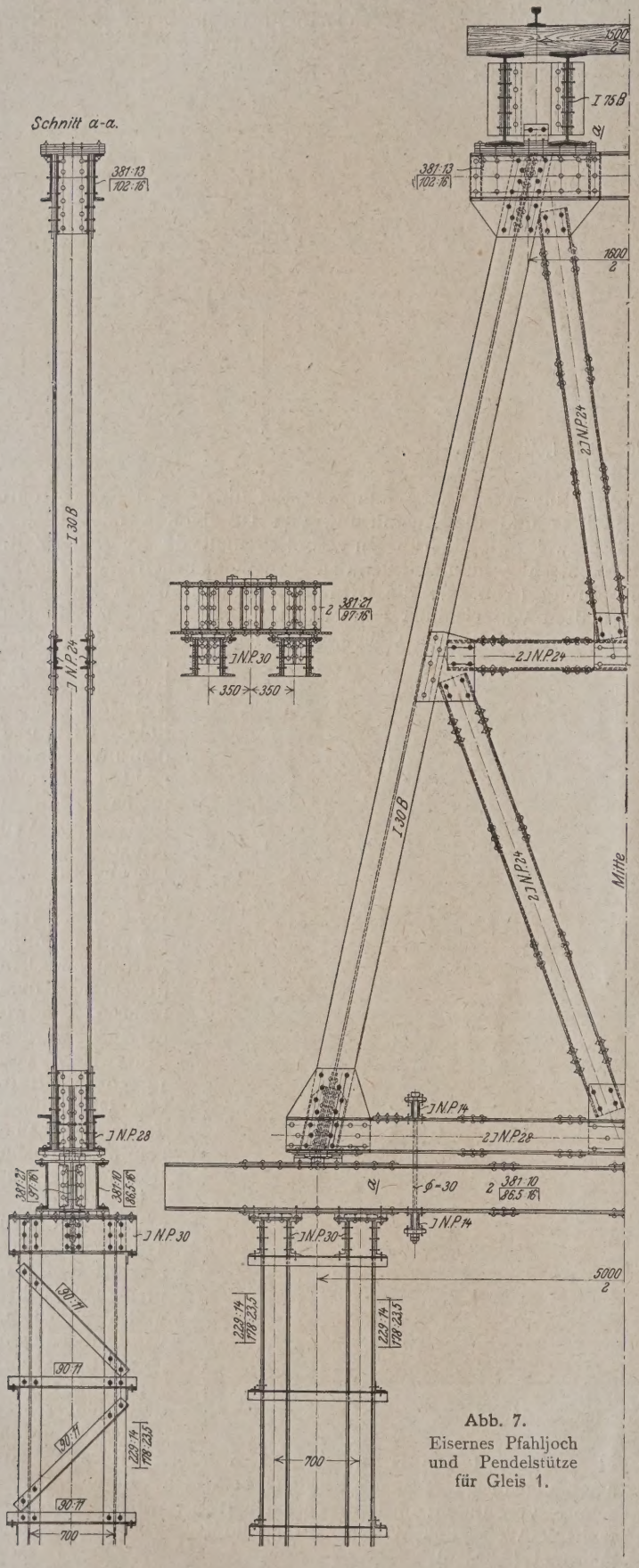


Abb. 7.
Eisernes Pfahljoch und Pendelstütze für Gleis 1.

Durch die Lagerung auf Pendelstützen war für sämtliche Überbauten über diesen Längsbeweglichkeit geschaffen. Die Aufnahme der Längskräfte erfolgt lediglich an den zu diesem Zweck besonders verankerten Endwiderlagern (Abb. 8).

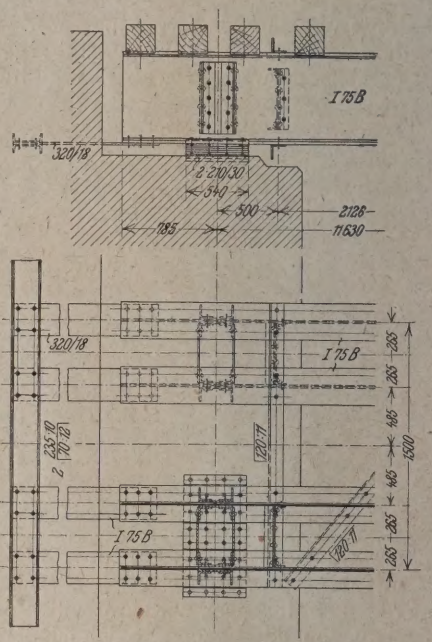


Abb. 8. Verankerung der Endwiderlager.

Über den Pendelstützen sind die Walzträger zweier aneinandergrenzender Überbauten mit 30 mm Zwischenraum verlegt und zur Fortleitung der Längskräfte durch Flacheisenlaschen auf den Stegen verbunden (Abb. 6). Über dem unversehrten rechten Strompfeiler fehlt diese Verbindung; die Überbauten sind hier auf Gleitlagernlängsbeweglich gelagert, sodaß der notwendige Längenausgleich stattfinden kann (Abb. 9). Zur Ersparung von Arbeit und zur Beschleunigung wurden die Lagerplatten nicht gegossen, sondern aus fünf je 18 mm starken Blechen hergestellt, welche durch beiderseits versenkte Niete zusammengehalten werden. Die obersten dieser Platten, auf denen die Walzträger mit ihrer Unterfläche unmittelbar liegen, sind zur Ermöglichung des Kippens leicht abgerundet. Endwiderlager sowohl wie Strompfeiler mußten zur Schaffung der richtigen Auflagerhöhe um etwa 2½ m aufbetoniert werden. Den Zement hierzu, soweit er nicht mit dem ersten Materialzug eingetroffen war, lieferte eine in der Nähe der Baustelle liegende Zementfabrik; von dieser wurde auch ein Teil des Kieses entnommen, den Rest gaben auf dem linken Maasufer befindliche, für eine Kaimauer bestimmte Lager her.

Bei sämtlichen Maßnahmen, angefangen mit der Erkundung der Baustelle und dem allgemeinen Bauentwurf, war mit

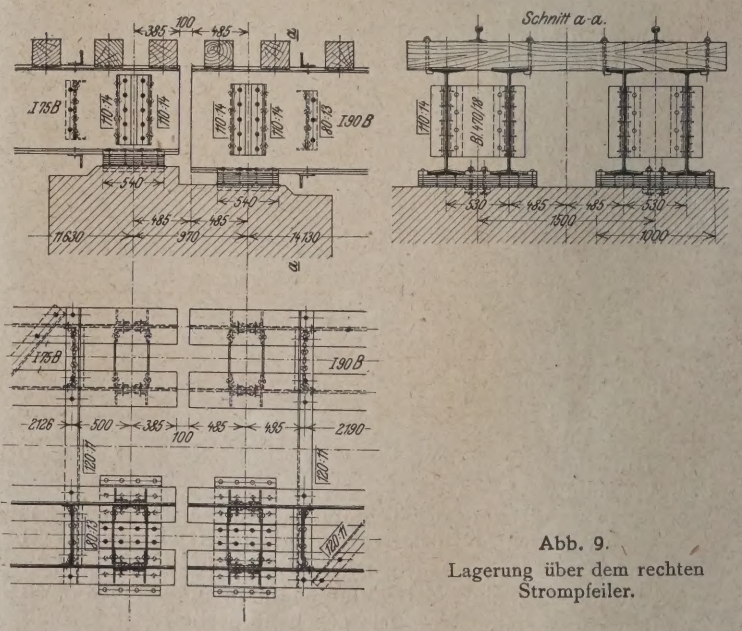


Abb. 9.
Lagerung über dem rechten Strompfeiler.

Rücksicht auf die Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit höchste Eile geboten, wie auch der ganze Entwurf ja von vornherein mit Rücksicht auf schnellste Ausführung und Aufstellung aufgestellt war. Mit welcher Beschleunigung nicht nur die Herstellung und der Bau, sondern auch alle vorbereitenden Erwägungen und Maßnahmen getroffen werden mußten, mögen folgende Angaben veranschaulichen: Am 1. September ging die erste drahtliche Anfrage des Feldeisenbahnchefs in Gustavburg ein, am 3. September morgens waren bereits zwei Vertreter des Werkes im Großen Hauptquartier in Luxemburg; diese fuhren am gleichen Tage noch nach Namur und machten dort Aufnahmen; in der folgenden Nacht fuhren sie nach Luxemburg zurück, bearbeiteten dort den Entwurf und legten bereits am 4. September dem Feldeisenbahnchef diesen nebst Angebot vor, worauf sofort der Auftrag erteilt wurde. Inzwischen war auch die Lieferung des Walzeisens bei den Walzwerken in Esch und Differdingen sicher gestellt; die Hauptträger sollten, um den zeitraubenden und kostspieligen Rücktransport von Differdingen nach Gustavsburg und von dort nach Namur überflüssig zu machen, unmittelbar von Differdingen zur Baustelle geliefert und erst dort bearbeitet werden. Hierauf war natürlich auch bei der Ausstattung der Baustelle mit Handwerkszeug Rücksicht zu nehmen.

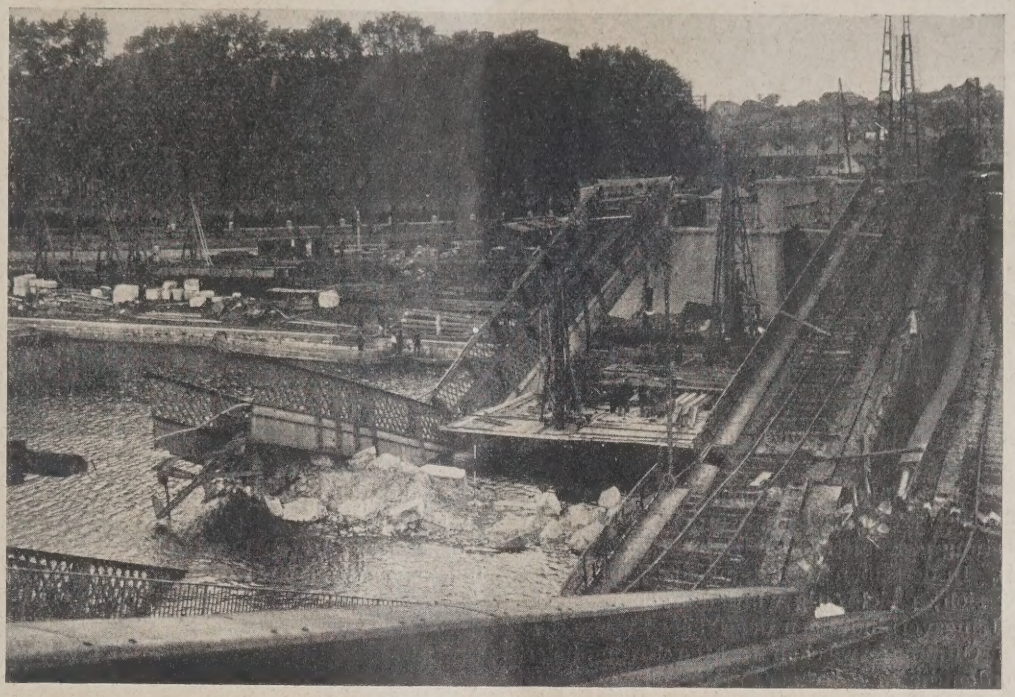


Abb. 10. Rammen der Jochpfähle.

Bereits am 6. September lief aus Gustavsburg ein Zug mit Werkzeug, Gerät und Rüstmaterialien aus; derselbe führte gleichzeitig das nötige Beamtenpersonal und 20 deutsche Arbeiter mit. Er kam am Morgen des 8. September an der Baustelle an, wo sofort mit der Einrichtung begonnen wurde. Die I-Träger für die Rammpfähle sowie die sämtlichen noch fehlenden Brückenbaumaterialien kamen während der ersten beiden Bauwochen auf verschiedenen Zügen an. Aus dem Begleitpersonal desselben verstärkte sich die Zahl der deutschen Arbeiter allmählich auf 60. Belgische Arbeiter boten sich dauernd in großer Zahl an; abgesehen von einigen gelernten Handwerkern, war jedoch ihre Befähigung gering. Beschäftigt wurden im Durchschnitt deren 70.

Das Rammen der eisernen Jochpfähle und die Montage der Überbauten erfolgte zwischen dem linken Ufer und dem rechten, unverletzten Strompfeiler von einem festen auf hölzernen Rammpfählen ruhenden Gerüst. Diese wurden teils von einer schwimmenden, schweren Dampframme aus geschlagen, teils von einer leichteren, welche auf einem ausgekragten Gerüst stand (Abb. 10). Da der Raum zwischen den abgestürzten Überbauten zu schmal war, mußten die Rammschiffe der Dampframmen verkürzt werden.

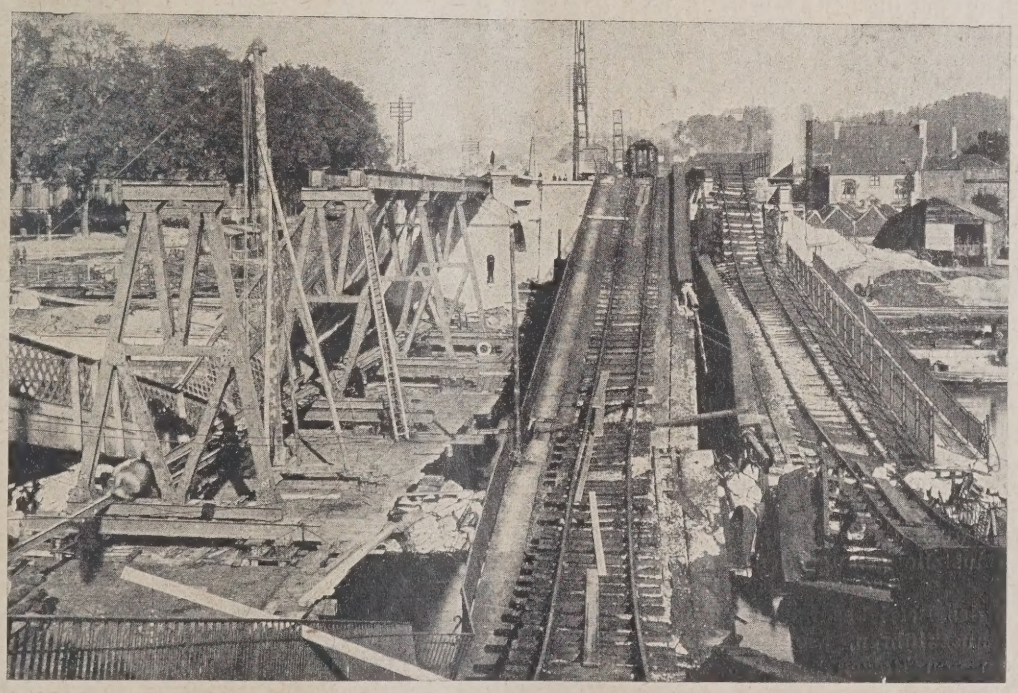


Abb. 11. Aufstellung der Walzträgerbrücken.

Die Eisenpfähle wurden, dem Fortschreiten der Rüstung folgend, von dieser aus gerammt. Ihr Verhalten hierbei war verschieden. Während eine Anzahl in der vorgesehenen Tiefe die nötige Standfestigkeit erreichte, mußten andere zu diesem Zweck mit Holz bewehrt werden. Einige gingen so tief, daß Stücke aufgesetzt werden mußten, um die richtige Pfahlkopfhöhe zu erreichen. Bei einigen Gruppen, deren rechnerisch ermittelte Tragfähigkeit nicht viel über der erforderlichen lag, wurden zur größeren Sicherheit noch Holzpfähle gerammt, welche in die Stützkonstruktion eingebunden wurden. Das Anbringen der Pfahlköpfe und Querkonstruktionen ging im Anschluß an das Rammen glatt vor sich.

Zwischen dem unversehrten Pfeiler und dem rechten Ufer wurde auf eine feste Rüstung überhaupt verzichtet; hier wurden die Eisenpfähle unmittelbar von der schwimmenden Ramme geschlagen und auch die eisernen Pendelpfeiler mit Hilfe derselben aufgestellt.

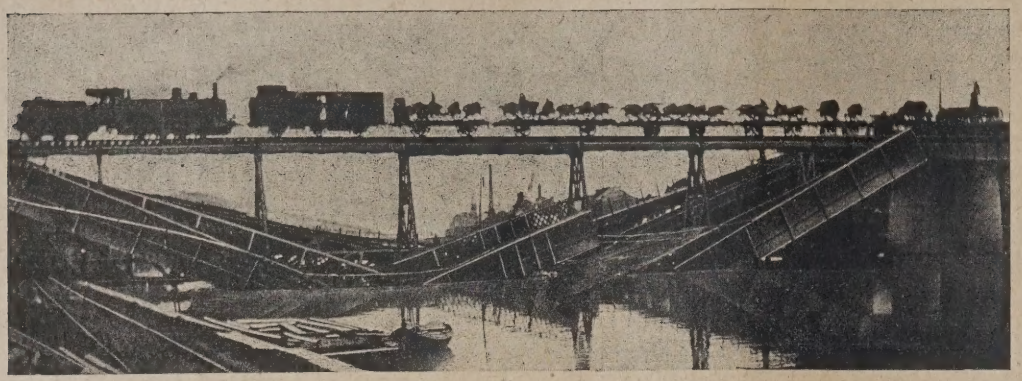


Abb. 12. Brücke für Gleis I im Betrieb.

Dem Schlagen der Jochpfähle schloß sich, vom linken Ufer her, der Bau der Pendelstützen an. Diese wurden in einzelnen Stücken auf die Rüstung geschafft und mittels Ständerbaums aufgestellt (Abb. 11). In derselben Weise ging das Aufbringen der Überbauten vor sich; gleichzeitig wurden auch die Verankerungen und die Längsverbindungen der Träger ausgeführt. In der rechtsseitigen Öffnung, zwischen rechten Strompfeiler und Widerlagen, wurden die Hauptträger auf die schwimmende Ramme gebracht und an der Läuferrute hochgezogen.

Gleichzeitig mit der Aufstellung der Stützen und Überbauten wurden die infolge der geänderten Benutzung der Gleise notwendig gewordenen Gleisschwenkungen und -anschlüsse durch die Bahnverwaltung verlegt.

Am 18. September wurde mit der Errichtung der Pendelpfeiler begonnen, am 29. war die Eisenkonstruktion im wesentlichen fertig aufgestellt und auch die Verlegung der Gleise durch die Bahnverwaltung wurde so gefördert, daß pünktlich am 30. vormittags die Probebelastung vorgenommen werden konnte, der die Aufnahme des Betriebes unmittelbar folgte (Abb. 12). Um trotz des teilweise recht schlechten Wetters die Brücke in der kurzen Zeit von knapp drei Wochen fertigstellen zu können, mußte natürlich Tag und Nacht gearbeitet werden, wobei für die Nachtarbeit nur die deutschen Arbeiter verwendet werden konnten, auf denen somit, da sie auch am Tage nicht zu entbehren waren, die Hauptlast ruhte, und an deren Arbeitswilligkeit und Opferfreudigkeit hohe Ansprüche gestellt werden mußten und damals auch noch — konnten.

In den knapp drei Wochen zwischen dem Eintreffen des ersten Gerätezuges und der Probebelastung wurden 343 t Eisenkonstruktion eingebaut, davon 195 t in den Überbauten und 148 t in den Jochen und Unterstützungen. Die Einrichtung der Baustelle umfaßte außer den für Bureau, Magazine und Speiseräume für Arbeiter notwendigen Baulichkeiten auch die Anlage für eine elektrische Zentrale, welche sowohl den Strom für die Beleuchtung als auch die Kraft zur Herrichtung der unbearbeitet an die Baustelle gelangenden Konstruktionsteile lieferte.

Nach Aufnahme des Betriebes waren nur noch Arbeiten untergeordneter Art auszuführen, wie Anstreichen der Konstruktion, Nachziehen von Bolzen und Einbringen der Verspannungen in die Joche.

Wiederherstellung des 2. Gleises.

Durch die Wiederherstellung der Brücke für ein Gleis war der ersten Not gesteuert, dem dringendsten Bedürfnis abgeholfen. Das eingleisige Stück mußte, so kurz es war, aber dauernd eine Betriebserschwerung bilden und die Leistungsfähigkeit der gesamten, im übrigen zweigleisigen Strecke herabdrücken. So wurden schon während des Baues der ersten Brücke Erwägungen über die Wiederherstellung auch der Überbauten für das zweite Gleis angestellt. Der Gedanke lag nahe, die Reste der abgestürzten Tragwerke hierbei nach Möglichkeit zu verwenden. Der alte Gitterwerküberbau der Maastallinie war nicht mehr verwendbar, von den Überbauten der Linie Luxemburg—Namur waren die des oberstrom gelegenen Gleises, d. h. diejenigen unmittelbar neben der neuen Brücke des Gleises 1 (vergl. Abb. 10 u. 11) verhältnismäßig am wenigsten beschädigt, während die stromabwärtigen nicht nur in der Nähe des gesprengten Mittelpfeilers, sondern auch an dem linken Uferwiderlager (Abb. 13) beim Absturz sehr schwer verletzt waren.

Sie bestanden aus Parallelträgern mit nach der Mitte fallenden, in den Mittelfeldern gekreuzten Streben; bei 11 Feldern von 3,84 m Weite betrug die Stützweite 42,240 m. Wie die Untersuchung der abgestürzten, z. T. im Wasser liegenden Träger ergab, waren brauchbar geblieben: von dem zwischen linkem Endwiderlager und Strompfeiler liegenden Überbau

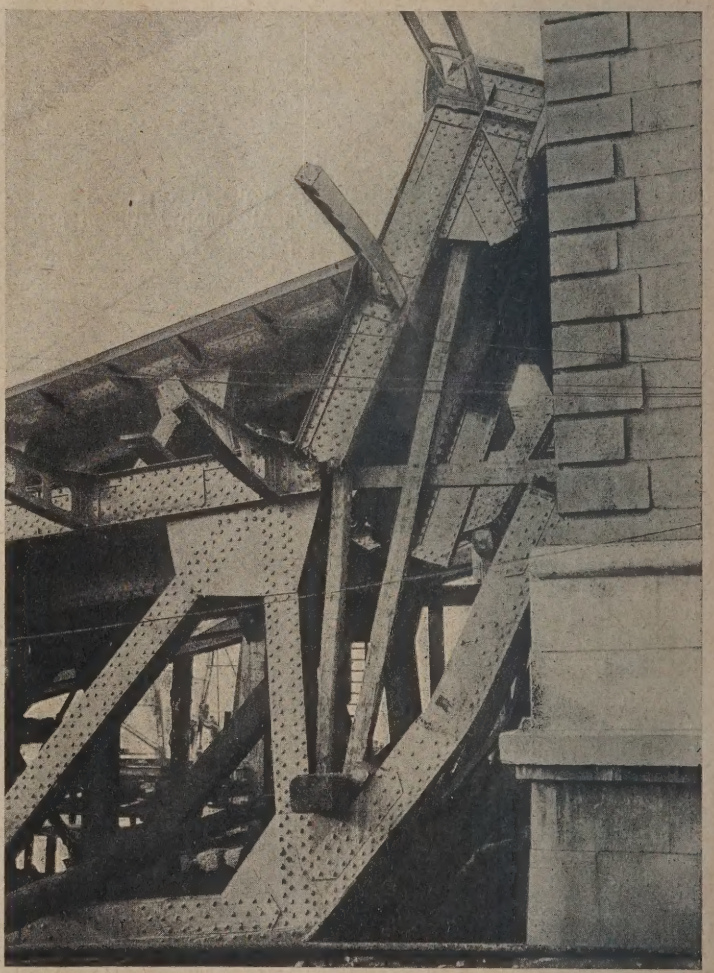


Abb. 13. Abgestürzter Überbau der Linie Luxemburg—Namur am linken Uferwiderlager.

9 Felder mit 34,56 m, von dem der Mittelöffnung 7 Felder mit 26,88 m Länge. Man entschloß sich daher, die abgestürzten Überbauten, welche mit ihrem einen Ende auf dem unzerstörten Widerlager bzw. Strompfeiler liegen geblieben waren,

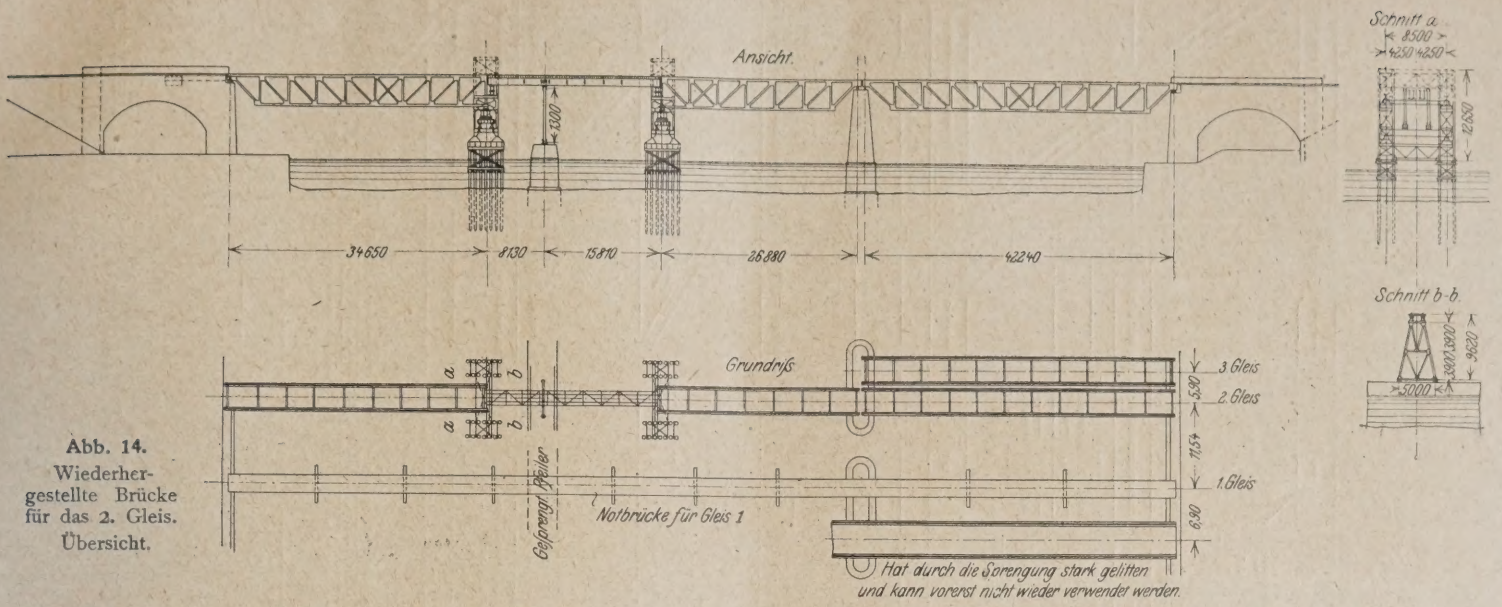


Abb. 14.
Wiederhergestellte Brücke für das 2. Gleis. Übersicht.

zur Ersparung von Baustoff und Arbeit zu heben und wieder zu verwenden. Nach erfolgter Hebung sollten die hierfür erforderlichen Stützböcke gleichzeitig zur Auflagerung der Überbauten dienen. Zwischen den beiden Enden der gehobenen Fachwerküberbauten blieb eine Lücke von 23,940 m zu schließen, welche der Einfachheit und Schnelligkeit wegen durch Walzträger überbrückt werden sollte. Da dies in einer Öffnung nicht möglich war, wurde der zerstörte Pfeiler soweit aufbetoniert, daß er eine eiserne Pendelstütze tragen konnte, und durch diese die Gesamtöffnung von 23,940 m in zwei Öffnungen mit 8,130 m und 15,810 m Stützweite zerlegt. Es entstand so die in Abb. 14 dargestellte Gesamtanordnung.

Die Walzträgerüberbauten aus Differdinger Trägern 95 B zeigten in den Einzelheiten, ebenso wie die Pendelstütze, die gleiche bauliche Durchbildung wie bei der Brücke für das erste Gleis.

Zur Hebung der abgestürzten Überbauten und späteren endgültigen Auflagerung wurden Hubgerüste errichtet, deren jedes aus zwei Pfeilern mit senkrechten Wänden bestand (vergl. Abb. 14). Die beiden Pfeiler eines Hubgerüstes standen außerhalb der abgestürzten Überbauten, so daß zwischen ihnen der Raum für diese freiblieb. Jeder Pfeiler besaß Rechteckgrundriß von 2 × 3 m. Die längeren, in der Brückenlängsrichtung liegenden Wände ruhten auf einer Reihe von je 7 Pfählen, welche unter sich und mit denen der benachbarten Reihe durch wagerechte und Schrägzangen verbunden waren. Jede Pfahlreihe trug einen schweren, oben offenen genieteten Kastenträger (Abb. 15), welcher die Verteilung der Last auf die Pfähle bewirken sollte. Die beiden zu einem Pfeiler gehörenden Verteilungsträger waren am zweiten und fünften Pfahl jeder Reihe durch kräftige, genietete Querschotte verbunden und durch einen wagerechten Windverband miteinander versteift. An den so entstehenden kräftigen Grundrahmen waren die vier Eckpfosten des Pfeilers, Differdinger Träger 30 B, durch breit

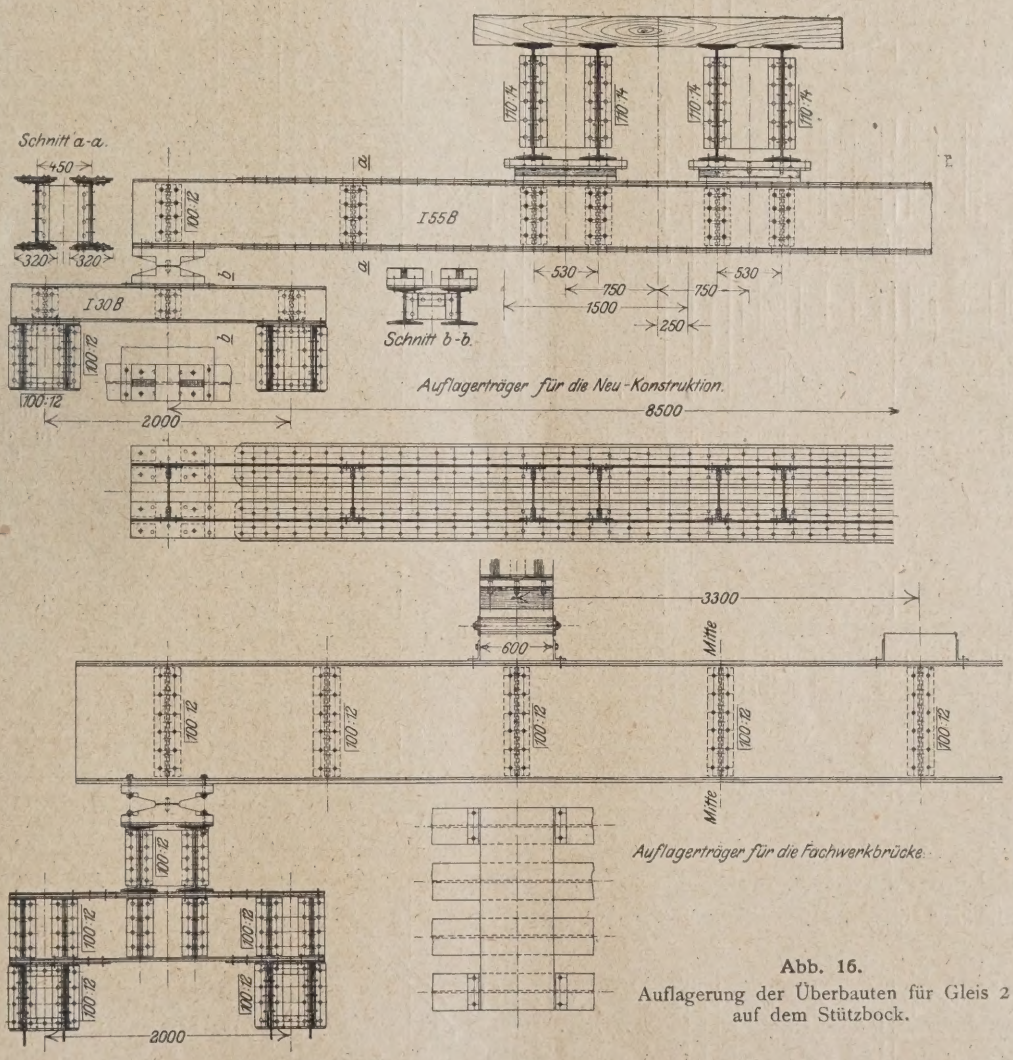


Abb. 15.
Auflagerung der Überbauten für Gleis 2 auf dem Stützbock.

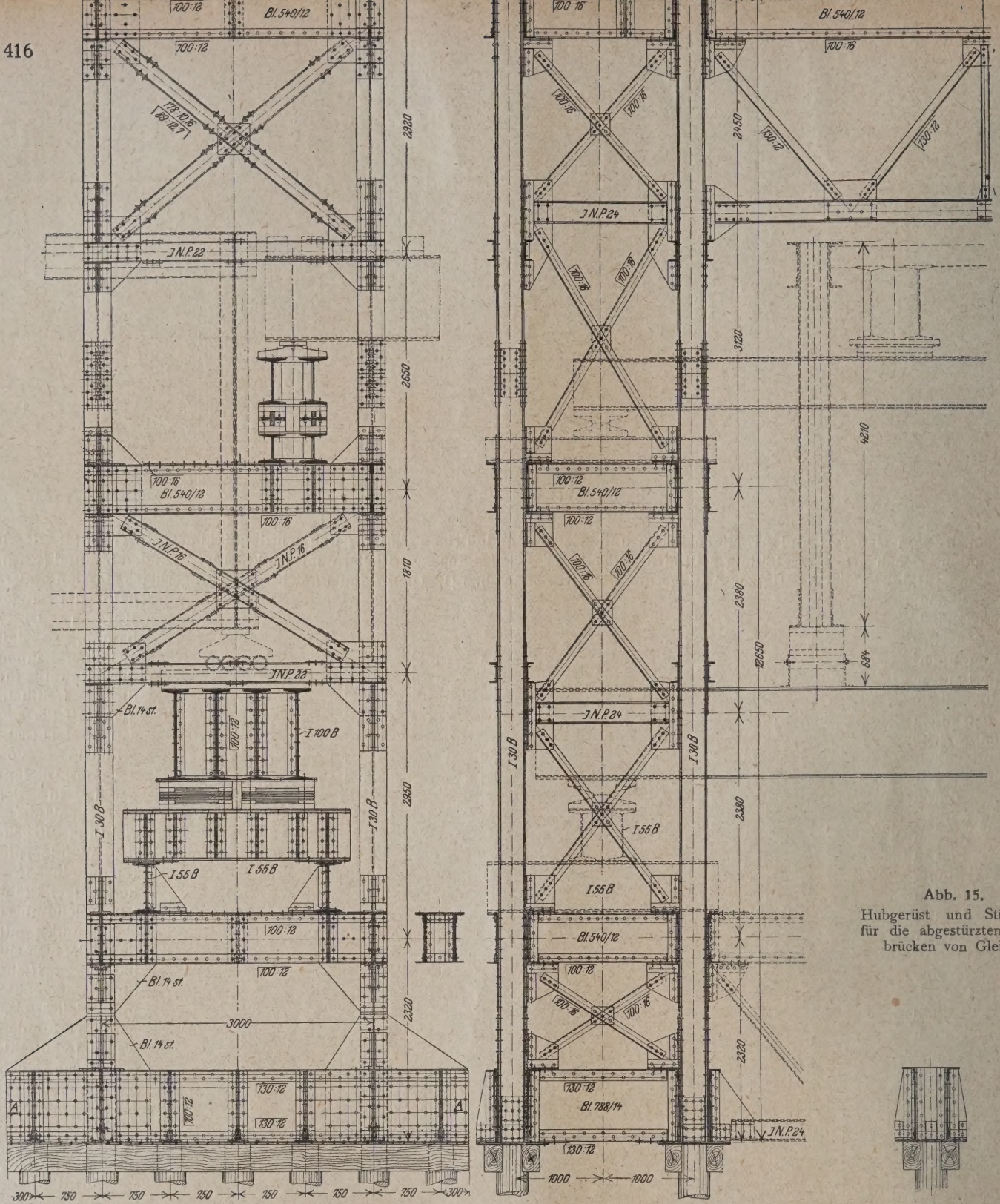
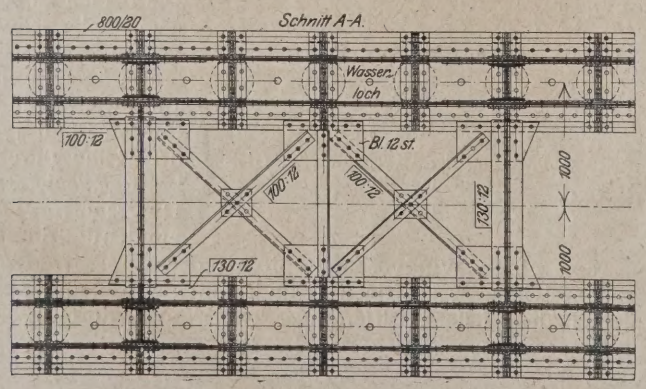
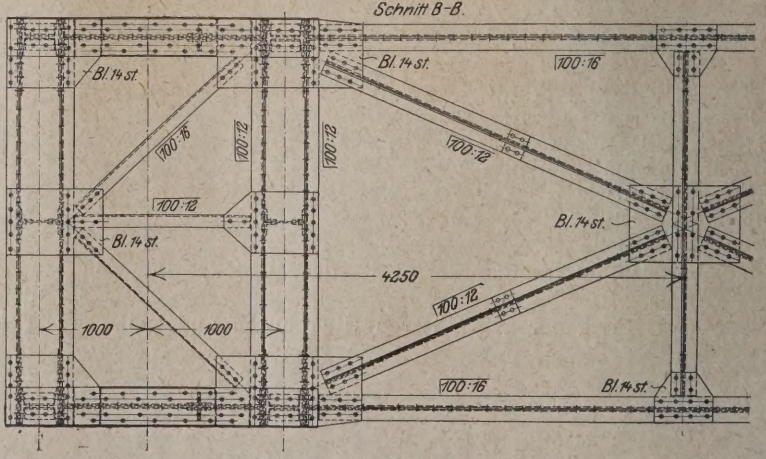


Abb. 15.
Hubgerüst und Stützbock für die abgestürzten Überbrücken von Gleis 2.





ausladende 14 mm dicke und ihrerseits die Verteilungsträger noch versteifende Knotenbleche angeschlossen. In den Querwänden waren die beiden Eckpfosten durch regelrechte Fachwerkausbildung miteinander verbunden; in den Längswänden war dies nur in zwei Feldern möglich, in den übrigen wurde das Fachwerk durch kräftige Ausbildung der Knotenbleche ersetzt.

In 2,320 m Höhe über den Pfahlköpfen waren in den Längswänden an die Flansche der Eckpfosten ⌶-förmige Träger angeschlossen, auf welchen innerhalb des Pfeilers in der Querrichtung zwei Träger I 55 B lagen. Diese trugen ihrerseits wieder zwei längsliegende mehrfach ausgesteifte Träger gleichen Profils, auf welchen die Kipplager der Auflagerquerträger für die Überbauten lagen. Diese Querträger bestanden aus vier mehrfach durch Querschotte ausgesteiften und miteinander verbundenen Differdinger Trägern 100 B; sie reichten quer über den freien Raum von Mitte Pfeiler zu Mitte Pfeiler und wurden, da andernfalls die Überbauten beim Heben nicht durchgegangen wären, erst nach ausgeführter Hebung eingebracht. Auf den Auflagerquerträgern lagen Stahlbalken und auf diese wurden die Auflager der gehobenen Fachwerküberbauten gesetzt.

In ähnlicher Weise, nur den geringeren Lasten entsprechend einfacher, wurden die höher liegenden Walzträgerüberbauten gestützt. Auf die ebenfalls verwendeten ⌶-förmigen, an die Flansche der Eckpfosten angeschraubten Träger wurden innerhalb des Pfeilers zwei Differdinger Träger 30 B und auf diese die Kipplager der Auflagerquerträger gesetzt; letztere selbst bestanden aus zwei I 55 B, welche durch Gurtplatten 350×20 verstärkt waren. Auf ihnen ruhten die unteren Lagerkörper der Walzträgerüberbauten unmittelbar. Die Querträger wurden auch hier erst nach vollendeter Hebung eingebracht.

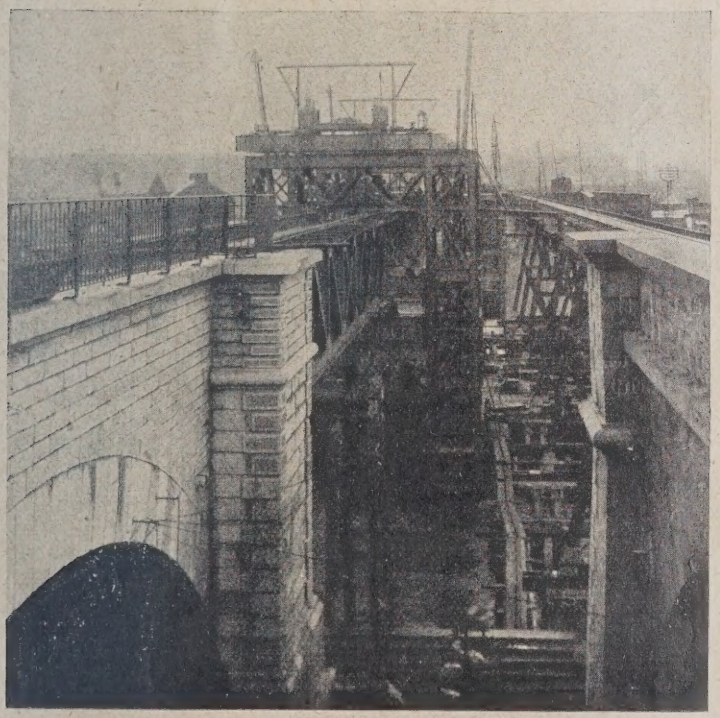


Abb. 18. Hubgerüst mit gehobenem Überbau für Gleis 2.

Während für die Stützung der gehobenen Fachwerk- und der neuen Walzträgerüberbauten die bisher beschriebene Konstruktion der Pfeiler genügt hätte, mußten diese für die Ausführung der Hebung selbst noch weiter nach oben verlängert werden, und zwar so weit, daß die Überbauten nach ausgeführter Hebung mit ihrer Oberkante noch unterhalb der notwendigen Querverbindung der beiden Pfeiler lagen. Hierzu wurden an die Eckpfosten Stücke gleichen Profils von 4,242 m Länge mittels verschraubten Stoßes angelascht. Die Verlängerungsstücke wurden in Quer- und Längswänden mit Fachwerkversteifung versehen und am oberen Ende auf ähnliche Weise wie unten, durch Einbau von ⌶-förmigen Trägern und einem wagerechten Verband ein fester wagerechter Rahmen geschaffen. Zwischen beiden Pfeilern, quer über die abgestürzten und zu hebenden Überbauten fort, wurden die beiden gegenüberstehenden Eckpfosten durch Fachwerkquerriegel verbunden, deren Obergurt in Form von ⌶-förmigen genieteten Trägern biegungsfest ausgebildet war, und welche die beiden Pfeiler zu einem Ganzen verbanden. Auch in der Ebene des Obergurts der beiden Querriegel war ein wagerechter Windverband angeordnet (Abb. 15—18).

Abb. 17. Die Hubgerüste für Gleis 2.

Auf das so geschaffene, die abgestürzten Überbauten portalartig umgebende Hubgerüst wurde die eigentliche Aufzugsvorrichtung gebracht. Diese bestand zunächst aus zwei je über einer Querwand des Hubgerüstes liegenden Trägern I 75 B, welche miteinander durch genietete Querriegel und Windverbände zu einem festen Rahmen vereinigt waren. Um die gehobenen Brücken genau wieder in ihre Achse bringen zu können, waren diese Rahmen auf Rollen gesetzt, welche auf starken, auf den oberen Querwandträgern der Stützpfeiler des Hubgerüstes ruhenden Flacheisen liefen.

Zwischen den beiden Hauptträgern der auf diese Weise gebildeten Querverschubwagen waren über jeder zu hebenden Trägerwand in der Längsrichtung der Brücke zwei 508 mm hohe Träger gespannt, welche ihrerseits als Laufbahn für in der Brückenlängsrichtung bewegliche Verschubwagen dienten. Da nämlich bei der Hebung die Aufhängepunkte um die noch auf dem Endwiderlager bzw. dem Strompfeiler ruhenden Auflagerpunkte Kreisbewegungen ausführten, so mußten die Aufhängepunkte sich mit fortschreitender Hebung in der Längsrichtung der Brücken bewegen und dieser Bewegung die Hebevorrichtungen selbst zwanglos folgen können. Die ganze Hebevorrichtung mußte also nicht nur quer-, sondern auch längsbeweglich gelagert sein. Dies wurde dadurch erreicht, daß die beiden — für jede Tragwand einer — die eigentliche Hubvorrichtung tragenden, je aus zwei gekoppelten Differdinger Trägern bestehenden oberen Verschubwagen auf den oben erwähnten Laufbahnträgern durch zwei Rollen gelagert wurden (Abb. 19). Auf jedem dieser Längsverschubwagen standen auf Holzunterlagen vier hydraulische Pressen von je 25 t Leistungsfähigkeit und 150 mm Hubhöhe; hiervon dienten immer paarweise je zwei zum Anheben, während die beiden anderen als Sicherung für den Fall des Versagens einer oder beider Hubpressen dien-

ten. Da der Auflagerdruck einer Trägerwand infolge der ständigen Last nur etwa 34 t betrug, so wurde jede der Hubpressen nur mit 17 t belastet, arbeitete also mit genügender Sicherheit.

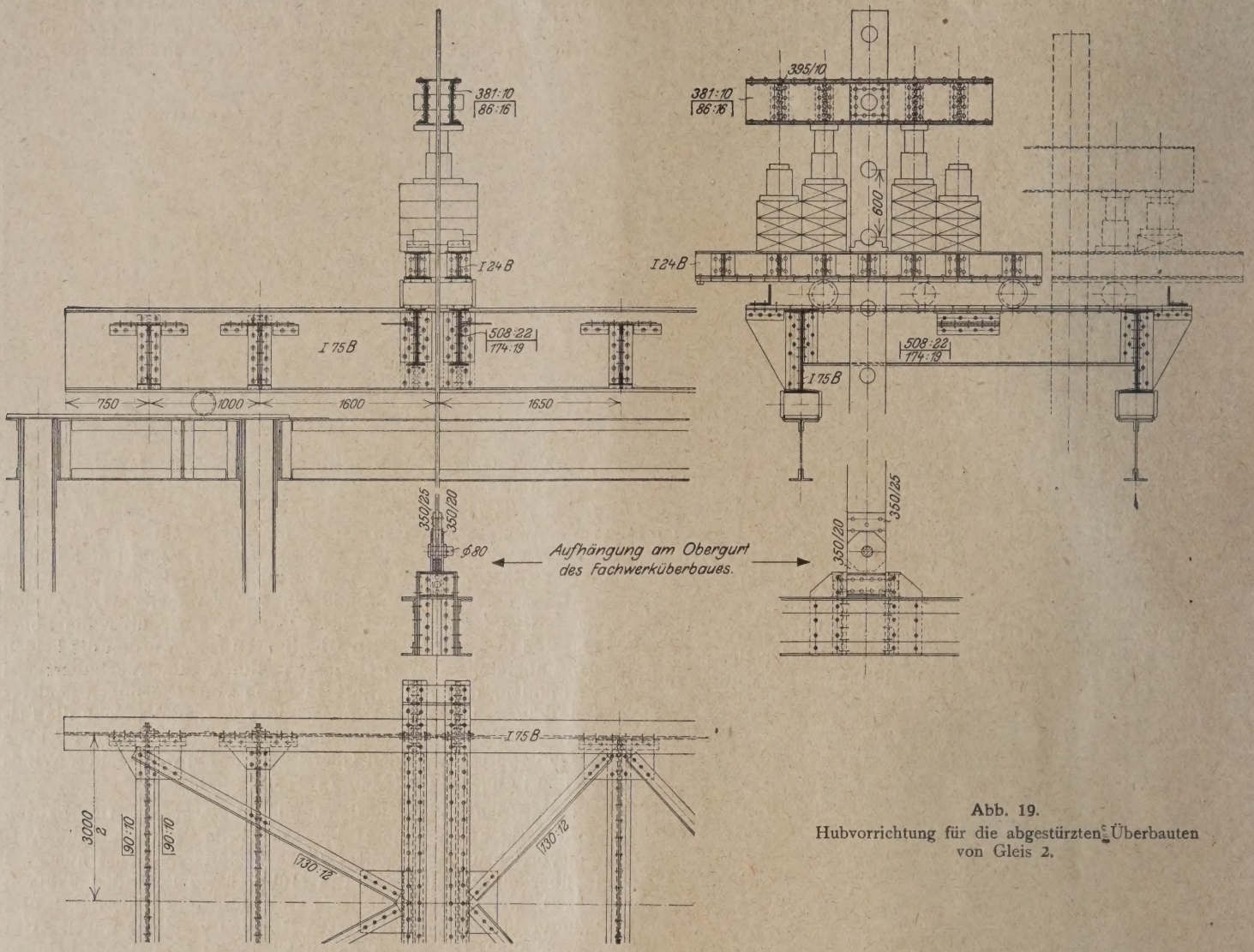


Abb. 19.
Hubvorrichtung für die abgestürzten Überbauten von Gleis 2.

Mit fortschreitender Hubhöhe wurden die Holzstapel unter den Pressen erhöht und diese selbst umgesetzt.

Die Hubstempel der Pressen wirkten auf einen Wagebalken, der aus zwei durch wagerechte Platten verbundenen]-Eisen bestand. An ihm waren in der Mitte zwischen den Pressen mittels Bolzen Ketten aus Flacheisengliedern 350 × 30 mm befestigt; am unteren Ende derselben waren die Tragwände der Überbauten mit ihrem Obergurt auf die in Abb. 19 dargestellte Weise aufgehängt. In Abständen von 600 mm waren die Flacheisen mit Löchern zum Durchstecken eines Bolzens versehen; dieser konnte sich auf Sattellager legen, welche auf den Trägern der oberen Verschubwagen angebracht waren, und es war so möglich, jedesmal, nachdem um 600 mm gehoben war, d. h. nach jedem vierten Hub, die Brücke an dem oberen Verschubwagen abzufangen, die Holzstapel unter den Pressen bis auf ein Holz abzubauen, den Wagebalken an dem nächst tieferen Loch zu befestigen und dann mit dem Heben von neuem zu beginnen. Um während des Hebens ein Abrutschen der hochliegenden Brückenenden von ihren Auflagern zu verhüten, wurden sie nach rückwärts verankert. Die mit zunehmender Hubhöhe oben immer weiter herausragenden Flacheisen wurden von Zeit zu Zeit abgebrannt. Nachdem die richtige Höhe erreicht war, konnten die Querträger und Auflager eingebracht, die Überbauten abgesetzt und unterhalb derselben die in Abb. 15 angedeutete Fachwerkversteifung zwischen den beiden Stützpfeilern eingebaut werden. Schließlich wurden noch die oberhalb der Überbauten befindlichen Teile des Hubgerüstes entfernt und es konnte nunmehr der Oberbau verlegt und, nachdem auch

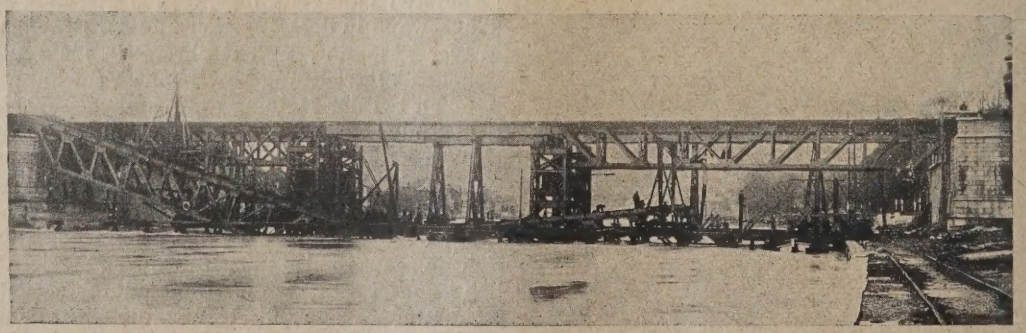


Abb. 20. Brücke für Gleis 2 betriebsfertig.

die Walzträgerüberbauten fertiggestellt waren, die Brücke betriebsfertig gemacht werden.

Die Bauarbeiten begannen am 25. Oktober mit dem Rammen der Pfähle für die Hubgerüste. Nachdem dann diese selbst errichtet und sämtliche Vorbereitungen getroffen waren, konnte am 23. November mit dem Heben begonnen werden. Diese Arbeit gestaltete sich anfangs sehr schwierig und ging nur langsam vonstatten, weil die zu hebenden Enden noch mit den stark verformten Trümmern der abgebrochenen Teile unterhalb der Wasseroberfläche verfangen und teilweise sogar mit dem Schutt des gesprengten Pfeilers bedeckt waren. So mußten allmählich, Stück für Stück, mit fortschreitender Hebung die unbrauchbaren Anhängsel entfernt werden, bis endlich die Enden frei von Trümmern über Wasser lagen; von

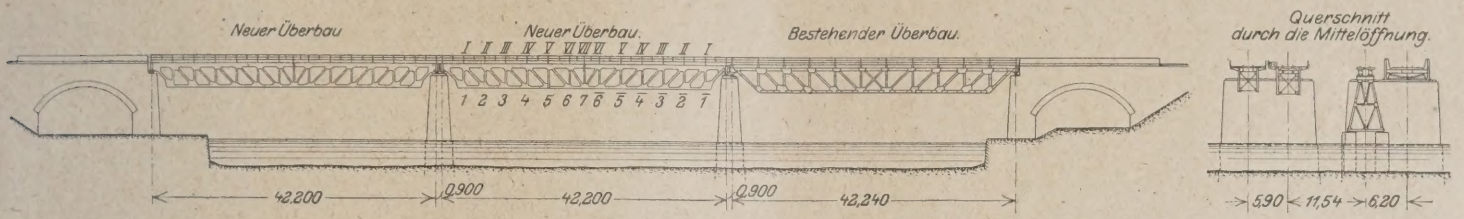


Abb. 21. Wiederhergestellte Brücke für das 3. Gleis. Übersicht.

da ab schritt die Hebearbeit flotter vor und war am 31. November beendet. Bei der nun erst möglichen genaueren Untersuchung der Eisenkonstruktion stellte sich heraus, daß noch verschiedene Stäbe beim Absturz beschädigt worden waren und ausgebessert oder ausgewechselt werden mußten.

Gleichzeitig mit den Hebungsarbeiten waren die Überreste des gesprengten Pfeilers aufgeräumt und mit einem Betonfundament für die Pendelstütze versehen, diese selbst errichtet worden. Nachdem nun schließlich noch die Walzträgerüberbauten eingebracht und die überflüssigen Teile des Hubgerüstes abgebaut waren, konnte am 9. Dezember die Probebelastung erfolgen und im Anschluß an diese der Betrieb aufgenommen werden.

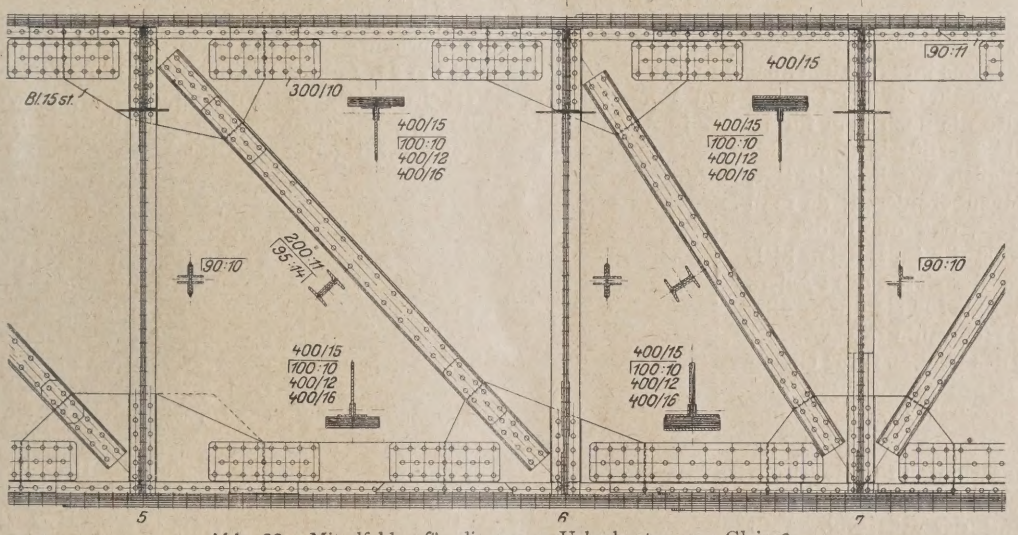


Abb. 22. Mittelfelder für die neuen Ueberbauten von Gleis 3.

Das Gewicht der gesamten neuen Eisenkonstruktion, ohne die später wieder abgebauten Teile der Stützböcke im Gewicht von etwa 76 t, betrug etwa 260 t. Eine Darstellung der betriebsfertigen Brücke gibt Abb. 20.

Wiederherstellung des 3. Gleises.

Die beiden vorstehend beschriebenen Bauwerke, die Walzträgerbrücke mit Pendelstützen auf eisernen Pfählen für das erste und die aus den wiedergehobenen Überbauten hergestellte mit eisernen Stützböcken auf Holzpfählen für das zweite Gleis waren über zweieinhalb Jahre im Betrieb, ohne Mängel zu zeigen. Als aber nach dieser Zeit noch kein Ende des Krieges abzusehen war, entschloß man sich im Sommer 1917 zu einem Umbau der von vornherein nur als Behelf gedachten Bauten. Es war schließlich doch zu befürchten, daß bei der durch die Einbauten entstandenen Verengung des Flußbettes eine Beschädigung der Brücken durch Hochwasser oder Eisgang eintreten könnte, zumal der alte Pfeiler bereits sehr stark ausgehöhlt war.

Der Umbau sollte derart vor sich gehen, daß die alte Gestalt und Gesamtanordnung der Brücken unter Beseitigung der eisernen Stützböcke und Walzträgerüberbauten und Wiederherstellung der Paralleträger in ihrer ursprünglichen Spannweite wieder erhalten wurde. Ein Umbau der Tragwerke für das zweite Gleis wäre aber nur möglich gewesen unter gleichzeitiger Betriebsunterbrechung; eine solche war aber bei dem starken Dauerbetrieb auf der Strecke mit Truppen- und Materialzügen, welcher auf einem Gleis unmöglich bewältigt werden konnte, nicht statthaft. Es wurde daher beschlossen, vor dem Umbau des zweiten Gleises zunächst die Überbauten für das dritte Gleis, d. h. für das zweite der Strecke Namur—Luxemburg, wiederherzustellen, sodann sollte das zweite Gleis außer Betrieb gesetzt und der Betrieb von diesem auf die neuen Überbauten des dritten Gleises umgelegt werden. Nachdem dann der Umbau des zweiten Gleises vollzogen war, konnten schließlich beide neuen Brücken in Benutzung genommen und nötigenfalls auch die oberstrom gelegene erste Walzträgerbrücke abgebrochen werden.

Seit dem Bau der ersten beiden Brücken waren die abgestürzten Trümmer der alten Tragwerke fortgeräumt; die neue dritte Brükke für das zweite Gleis Namur—Luxemburg konnte, also in der ursprünglichen Achse erstellt werden. Als Überbauten wurden von der Heeresverwaltung zwei in einer Werkstatt in Löwen lagernde Brücken vorgesehen, welche, ursprünglich wahrscheinlich für China bestimmt, eine Stützweite von 31,50 m besaßen. Durch Einsetzen von 4 Mittelfeldern mußten sie auf die Stützweite von 42,24 m umgebaut werden. Während die vorhandenen 10 Felder eine Weite von je 3,15 m besaßen, wurden, um die richtige Stützweite zu erhalten, zwei Felder von 3,15 m und in Brückenmitte zwei solche von 2,20 m hinzugefügt, so daß sich im ganzen ergab $31{,}50 + 2 \times 3{,}15 + 2 \times 2{,}20 = 42{,}20$ m. Die Systemhöhe beträgt 3,405 m, der Mittelabstand der Hauptträger 2,750 m (vgl. Abb. 21).

Die vorhandenen Felder mußten in den Gurten teilweise durch Auflegen von Gurtplatten verstärkt werden, für die neuen Felder konnte z. T. ebenfalls auf bereits vorhandenes Material zurückgegriffen werden, welches für andere Öffnungen der gleichen Brücke bestimmt gewesen war. Die Konstruktion, von der Abb. 22 die Ansicht zweier neu hergestellter Mittelfelder gibt, bietet im übrigen nichts besonders Interessantes. Die Fahrbahn liegt versenkt zwischen beiden Hauptträgern in

Höhe des Obergurtes. Windverbände mit gekreuzten Streben sind vorhanden in der Ebene der Querträgerunterkanten und im Untergurt; außerdem ist noch in jedem Knotenpunkt eine senkrechte Queraussteifung vorgesehen. Nachträglich in Auftrag gegeben und angebracht wurden noch seitliche Fußwegkonsole.

Die Arbeiten begannen im Juli 1917 mit der Wiederherstellung des gesprengten Pfeilers (Abb. 23). Die Zerstörung reichte ziemlich tief unter den Wasserspiegel, eine wasserdichte Einschließung des Fundamentes und Leerpumpen der Baugrube war aber nicht möglich, da die im Flusse liegenden Trümmer dem Rammen zu große Schwierigkeiten boten. Trotz der verursachten Störung des wichtigen Schiffahrtbetriebes auf der Maas entschloß man sich schließlich, die benachbarten Nadelwehre zu öffnen und dadurch den Wasserspiegel abzusenken. Hierdurch wurde es möglich, die Betonierungsarbeiten von dem noch gesunden Teil des Fundamentes aus im Trocknen auszuführen. Der Pfeiler mußte gleich von vornherein für Gleis 2 und 3 hochgeführt werden, umfaßte also die nach dem für später in Aussicht genommenen Umbau überflüssig werdende Pendelstütze des Gleises 2. Ursprünglich war beabsichtigt, diese einfach mit einzubetonieren; da man aber doch befürchtete, daß durch die Bewegungen der ja vorläufig im Betrieb bleibenden Pendelstütze der Beton des Pfeilers leiden könnte, so wurde für sie durch eine Ummauerung ein Hohlraum ausgespart; nach Fertigstellung des Umbaues für Gleis 2 wurde dieser mit Beton ausgegossen und der Kopf der Pendelstütze abgebrannt (Abb. 24).

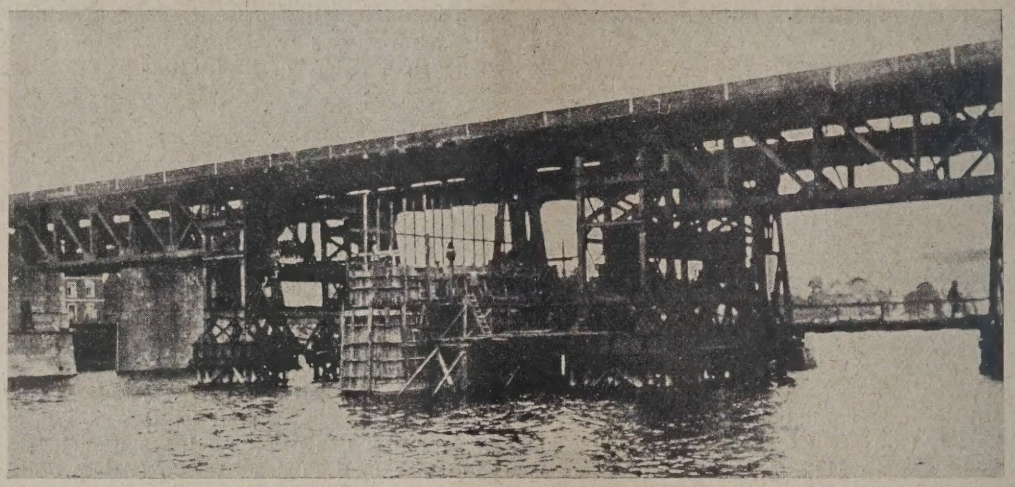


Abb. 23. Wiederherstellung des gesprengten Pfeilers.

Die Aufstellungsarbeiten für die Eisenkonstruktion begannen im September 1917 mit der Herstellung der Rüstung. Daß übrigens das Brückenbauen im Kriege auch weit hinter der Front keine so ganz ungefährliche Sache ist, bewies ein Fliegerangriff, der in der Nacht vom 30. September auf den 1. Oktober erfolgte, und dem die Rammpontons mit der darauf befindlichen Ramme zum Opfer fielen; auch der flußaufwärtige Kopf des bereits fertiggestellten Pfeilers wurde derartig stark beschädigt, daß ein beträchtlicher Teil desselben abgetragen und von neuem aufgeführt werden mußte. Die Heranschaffung einer neuen Ramme und eines neuen Rammschiffes dauerte nahezu drei Wochen, so daß die Arbeiten an der Rüstung sich um diese Zeitdauer verzögerten und erst Anfang November beendet waren.

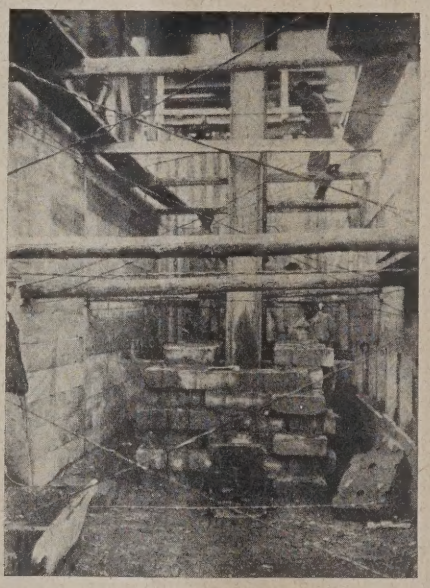


Abb. 24.
Ummantelung der Pendelstützen.

Mit der Aufstellung des Überbaues konnte am 9. November begonnen werden. Vorher mußten jedoch die oberen Teile der Stützböcke für das Gleis 2 geändert werden. Diese ragten nämlich — bei ihrer Erstellung brauchte ja darauf noch nicht Rücksicht genommen werden — teilweise in den Raum der Überbauten für Gleis 2 hinein (Abb. 25). Um die zu weit vorstehenden Teile — im wesentlichen die äußeren Eckpfosten in den oberen Stockwerken — entfernen zu können, mußten erst die Lagerkörper für die Auflagerquerträger der Walzträgerüberbauten weiter nach innen, über die inneren Eckpfosten verlegt werden. Nachdem dies ausgeführt war, wurden die zu entfernenden Teile, in der in Abb. 25 angedeuteten Weise durch Abbrennen losgetrennt. Nunmehr konnte mit der Aufstellung begonnen werden, die in der üblichen Weise vor sich ging und am 14. Januar beendet war.

Die Anfuhr der Baustoffe konnte auf dem zur Brücke führenden Gleis unmittelbar bis zu dieser erfolgen, wurde aber mehrfach durch Fehlleitungen und militärische Maßnahmen verzögert, so daß hierdurch wiederholter Aufenthalt entstand. Am 14. Januar 1918 war diese beendet; weitere 7 Tage beanspruchte noch das Aufbringen der Schienen und Schwellen und am 23. fand die Probebelastung statt. Die Aufnahme des Verkehrs erfolgte erst am 25. Januar, da vorher noch die Anbringung der nachträglich bestellten Fußwegkonsole an der stromabwärtigen Seite der Brücke und des dazu gehörigen Belages erfolgen sollte.

Das Gesamtgewicht der beiden neu eingebauten Brückenöffnungen einschl. der Verstärkungen beträgt etwa 225 t.

Bevor nunmehr an den Umbau der Brücke für Gleis 2 gegangen werden konnte, mußte erst der auf dieser liegende Strang der Wasserleitung auf die neue Brücke für Gleis 3 verlegt werden, eine Arbeit, welche, ebenso wie die Beseitigung des Oberbaues, von der Bahnbehörde ausgeführt wurde. Der Beginn der Umbauarbeiten verzögerte sich dadurch bis zum 16. Februar.

Um, wie geplant, die eisernen Stützpfeiler und die Walzträgerüberbauten entfernen und dadurch das Flußbett von den neu aufgeführten provisorischen Einbauten frei machen zu können, sollten, wie schon erwähnt, die Fachwerkbrücken in ihrer alten Form wiederhergestellt und die Tragwerke wieder auf dem neu aufbetonierten Pfeiler gelagert werden. Hierzu mußten an dem Überbau der linken Seitenöffnung die fehlenden zwei, an dem der Mittelöffnung die fehlenden vier Felder angefügt werden. Die alten Überbauten waren, wie schon weiter oben beschrieben, Paralleträger mit versenkter Fahrbahn; die Ersatzfelder, welche in Gustavsburg aus neuem Walzeisen hergestellt wurden, mußten sich naturgemäß im System und in der konstruktiven Durchbildung den ursprünglichen anpassen (Abb. 26). Während jedoch bei diesen das Schotterbett mittels Buckelplatten über die Brücken durchgeführt war — den seitlichen Abschluß bildeten in recht wenig zweckmäßiger

Weise die Brückenobergurte selbst —, wurde bei den neuen Feldern hierauf verzichtet und die Fahrbahn aus Längsträgern mit Querschwellenoberbau gebildet. Um den Höhenunterschied zwischen dem in dem Schotterbett liegenden Teil des Gleises und dem ohne Bettung unmittelbar auf den Längsträgern liegenden auszugleichen, wurden auf die Querschwellen noch hölzerne Längsschwellen gelegt.

Statt der fehlenden Aussteifung durch die Buckelplatten wurde bei den neuen Feldern ein wagerechter Windverband in der Ebene der Querträgerunterbauten eingebaut; ein weiterer wagerechter Verband wurde, entsprechend den bestehenden Überbauten, im Untergurt angeordnet, außerdem senkrechte Querrahmen in jedem Querträger.

Während des Umbaues der neuen Felder wurde der Überbau der linken Öffnung im Punkte 4, derjenige der Mittelöffnung im Punkte 5 durch Pfahljoche unterstützt. Von diesen Jochen bis zu dem Mittelpfeiler wurden, unter Benutzung der eisernen Stützpfeiler, Rüstungen hergestellt.

Nunmehr wurde zunächst der Überbau der linken Seitenöffnung so weit angehoben, daß sich die Auflager entfernen ließen, und die linke Öffnung der Walzträgerbrücken abgebaut. Es folgte sodann der Anbau der neuen Felder der linken Öffnung mittels Ständerbaumes. Inzwischen war auf der Rüstung der Mittelöffnung ein Bockkran errichtet worden, mittels dessen hier, nachdem ebenfalls die Auflager der Überbauten entfernt waren, die Ersatzfelder eingebaut wurden. Nach Fertigstellung der Hauptträger wurde auch hier der Walzträgerüberbau abgebaut. Die vorhandenen Teile der Überbauten waren bei dem Absturz sowohl in senkrechter als auch in wagerechter Richtung verbogen worden; da eine Beseitigung dieser Beschädigungen bisher nicht erforderlich und auch nicht erfolgt war, ging das Anpassen und Annieten der neuen Teile keineswegs immer glatt vor sich, sondern verursachte mancherlei Schwierigkeiten.

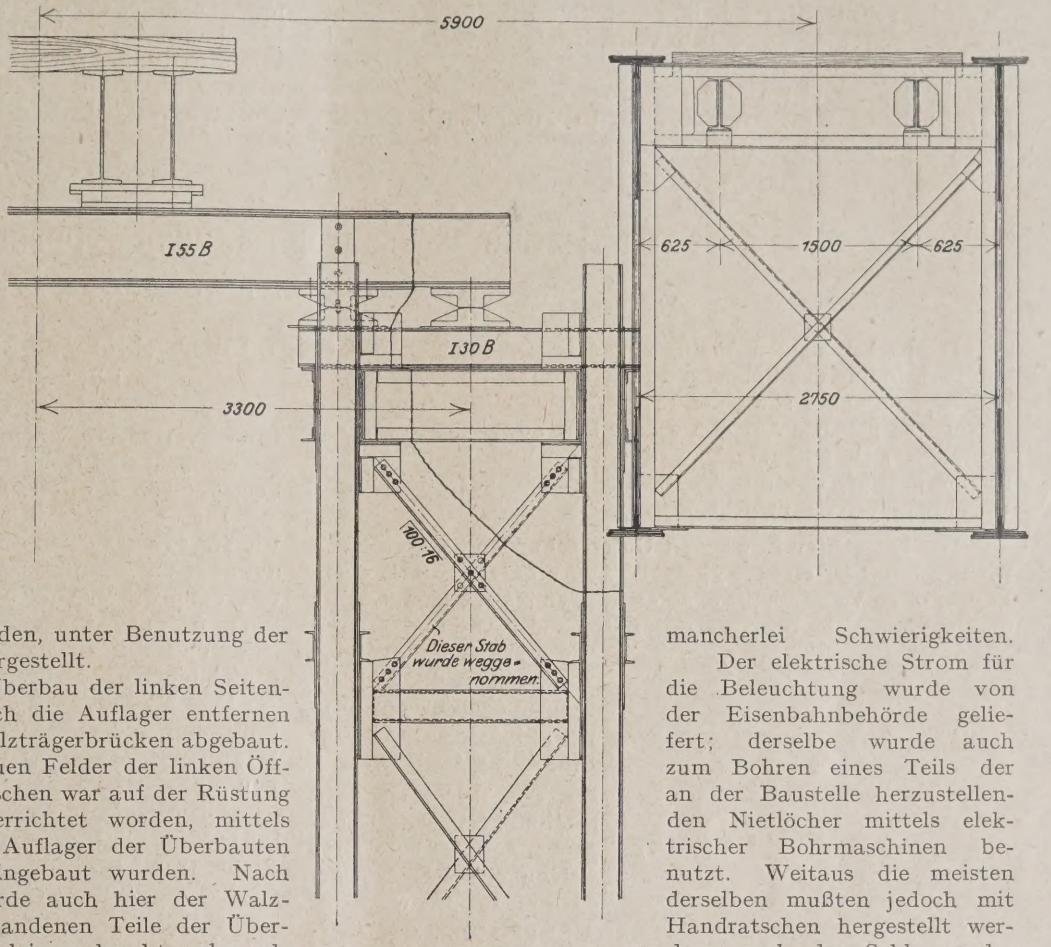


Abb. 25. Änderung des Stützbockes bei Wiederherstellung von Gleis 3.

Der elektrische Strom für die Beleuchtung wurde von der Eisenbahnbehörde geliefert; derselbe wurde auch zum Bohren eines Teils der an der Baustelle herzustellenden Nietlöcher mittels elektrischer Bohrmaschinen benutzt. Weitaus die meisten derselben mußten jedoch mit Handratschen hergestellt werden; auch das Schlagen der Niete erfolgte von Hand. Die Anlage maschineller Einrichtungen auf dem Bauplatze konnte also unterbleiben.

Die am 16. Februar 1918 begonnene Aufstellung war Ende März vollendet; die Probebelastung fand am 3. April statt, die Eröffnung des Verkehrs erfolgte unmittelbar darauf; an neuem Walzeisen wurden etwa 90 t verwendet.

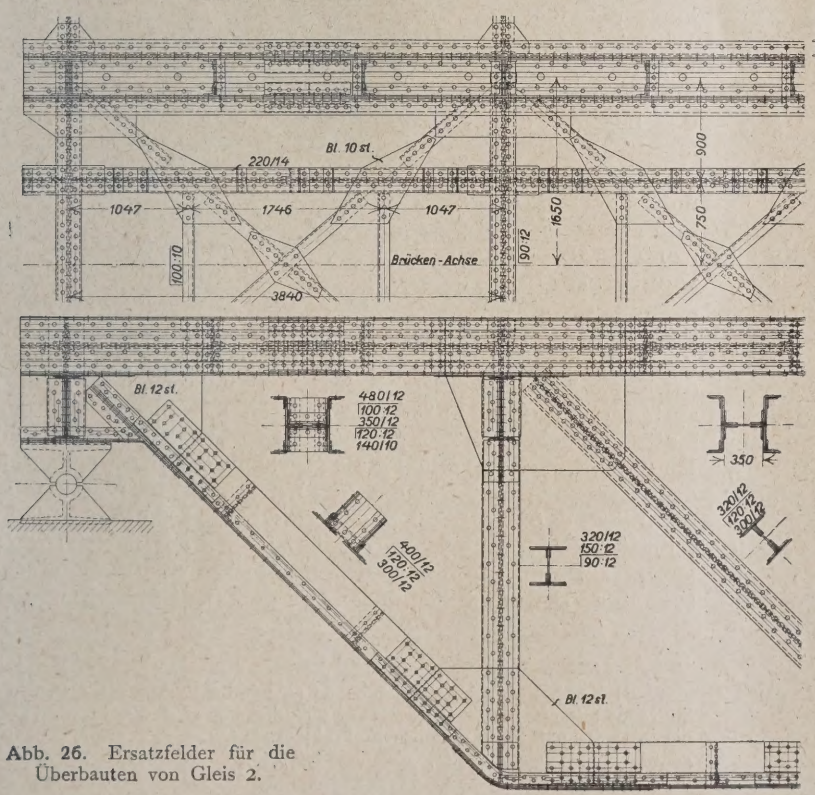
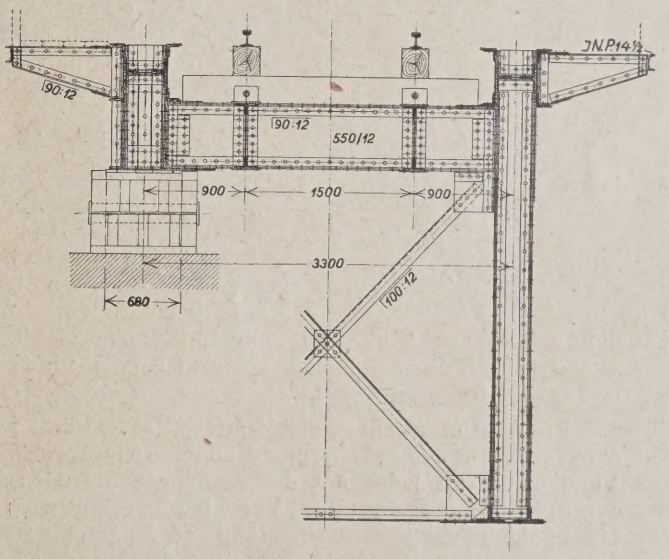


Abb. 26. Ersatzfelder für die Überbauten von Gleis 2.



Es schloß sich noch an der Abbau der behelfsmäßigen Pfeiler und die Entfernung ihrer hölzernen Unterstützungsjoche, Arbeiten, mit denen die Tätigkeit der Firma an dieser Baustelle gegen Mitte Mai ihren Abschluß fand.

Die sich hier allmählich vollziehende Entwicklung aus kleinen Anfängen ist ein Schulbeispiel für die Verhältnisse, wie sie sich an vielen Baustellen des Kriegsschauplatzes ergeben haben. Zunächst schnellste Erstellung einer Behelfsbrücke, gewöhnlich seitlich der ursprünglichen Brückenachse, meist durch Eisenbahntruppen, bisweilen auch, wie hier, unmittelbar durch Eisenbauunternehmungen. Sodann mit Anwachsen des Verkehrs Schaffung eines weiteren Behelfs, meist zunächst für das zweite Gleis bestimmt, fast stets durch Eisenbauwerke, und schließlich, zur Sicherstellung des Verkehrs, Erbauung einer endgültigen Brücke unter völliger Anpassung an die Hochwasser- und Eisverhältnisse des überbrückten Wasserlaufes.

ZUR THEORIE UNVERSTEIFTER RIPPENKUPPELN.

Von Dr.-Ing. Ernst Pichl, Ingenieur der Wayss & Freytag A.-G., Stuttgart.

Die nachstehenden Ausführungen versuchen einen Beitrag zur Berechnung des Sonderfalles der unversteiften, geschlossenen Rippenkuppel sowie der Rippenkuppel mit steifem Scheitelringe zu geben. Auf den elastischen Formänderungen des Systemes sich aufbauend, wird ein genaues Rechnungsverfahren gezeigt, das die Aufstellung voneinander abhängiger Gleichungssysteme umgeht.

Wir betrachten in unseren Untersuchungen den praktisch wichtigsten Fall einer zyklisch symmetrischen Rippenkuppel ohne Verstrebungen, deren Rippen bis zur Kuppelachse durchgeführt, im Scheitel fest miteinander verbunden sind; wie später ausgeführt wird, haben diese Beziehungen auch für die Kuppel mit starrem Kopfringe ihre Geltung.

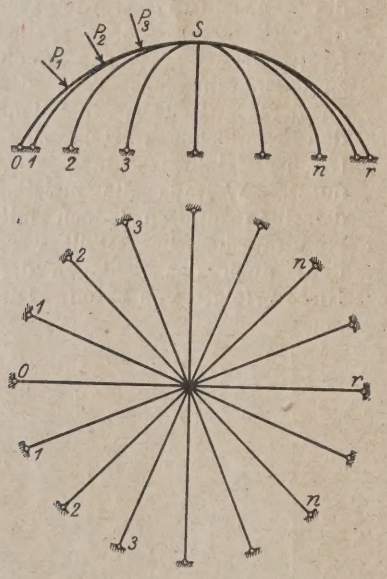


Abb. 1.

Die Belastung wird als halbsymmetrisch angenommen. Jede für sich allein belastet gedachte Rippe wird als Hauptrippe, die sämtlichen übrigen, für den Fall der belasteten Hauptrippe als nicht belastet angesehenen Rippen, als Nebenrippen bezeichnet. Die Ausbildung der einzelnen Rippen soll gleich, ihre Anordnung regelmäßig sein.

Die Lagerung der einzelnen Rippen ist räumlich gelenkig an der unteren Stützung angenommen, während die an der oberen Stützung durch den festen gegenseitigen Zusammenschluß der zusammentreffenden Rippen untereinander bedingt ist.

Für die Untersuchung des Kräftespieles im ganzen System denken wir uns den Scheitelpunkt vorerst so gelagert, daß wohl Verdrehungen jeder Art der zusammenstoßenden Rippen ermöglicht sind, daß aber Verschiebungen nicht eintreten können. Infolge einer äußeren Belastung werden in diesem gedachten Lager Reaktionen auftreten, deren Einfluß bei Wirkung dieser „Reaktionen" als „Aktionen" bei Lösen dieser Lagerung auf das ganze System für sich allein ermittelt wird. Zählen wir dann das so erhaltene Ergebnis zu dem früheren durch die äußere Last bei festgehaltener Lagerung zu, so erhalten wir das endgültige Bild der ganzen Kräfteverteilung.

Durch diese Rechnungsweise gliedert sich der Aufbau der Untersuchung in zwei Teile:

1. Die geschlossene Rippenkuppel mit verdrehbarem, unverschieblichem Scheitel.

Der Scheitelpunkt der Kuppel wird durch eine Lagerung in der vorbeschriebenen Weise festgehalten gedacht. Verschiebungen sind nicht möglich, Verdrehungen können unter dem äußeren Krafteinfluß stattfinden.

Die unter einer Belastung stehende Hauptrippe können wir für sich als einen an einem Kämpfer gelenkig gelagerten, am anderen Kämpfer elastisch eingespannten Bogen betrachten, wenn wir annehmen, daß sämtliche Zwischenrippen durch ihren festen Zusammenschluß im Scheitel das Kopfwiderlager dieses Bogens bilden.

Der Momentenverlauf in der Hauptrippe ist nun unter einer beliebigen äußeren Last bekannt, wenn wir die elastische Einspannung im Scheitel kennen, deren Größe uns durch die Verdrehung um jenen Winkel τ_0 gekennzeichnet ist, um den sich der das Bogenwiderlager bildende Scheitelknoten unter dem Einfluß eines Momentes $M = 1$ verdreht. Zur Ermittlung des statisch unbekannten Einspannmomentes führen wir den Zweigelenkbogen[1]), der durch Einschalten eines Gelenkes am Kopfe der Rippe entsteht, als statisch unbestimmtes Hauptsystem ein, auf das außer dem äußeren Lastangriff noch das statisch unbekannte Kämpfermoment wirkt. Nehmen wir den Einspannwinkel τ_0 vorläufig als gegeben an, so bestimmt sich das Einspannmoment M aus der Beziehung der Elastizitätsgleichung, daß die Summe der Verdrehungen des Endquerschnittes am Hauptsystem durch äußere und innere Kräfte gleich sein muß der infolge des Kämpfermomentes im eingespannten Bogen auftretenden Verdrehung der Kämpfertangente,

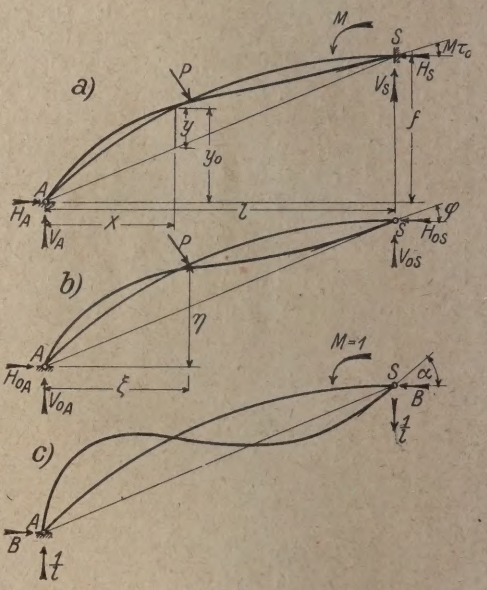


Abb. 2.

[1]) Vergl. Pichl, der durchgehende gelenklose Bogen auf elastischen Stützen, Stuttgart 1919. In dieser Veröffentlichung sind die, in vorliegender Arbeit auf ein räumliches Problem übertragenen grundlegenden Entwicklungen eingehender, als hier möglich, für das ebene Problem behandelt.

$$M\alpha + \varphi = -M\tau_0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1$$

mit

$$M = \frac{\varphi}{\alpha + \tau_0} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2$$

wenn mit α der Drehwinkel der Scheitelkämpfertangente am Zweigelenkbogen als Hauptsystem infolge $M = 1$, mit φ jener durch die äußeren Kräfte bezeichnet ist.

Der Wert für α bestimmt sich, wenn der durch $M = 1$ am Zweigelenkbogen verursachte Schub

$$H_{0M=1} = B = \frac{1}{l} \cdot \frac{\int_0^1 x\,y\,dw}{\int_0^1 y^2\,dw} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3$$

ist — wobei $w = \frac{ds}{J}$ als elastisches Gewicht eingeführt wird, — mit

$$\alpha = \frac{1}{E}\left(\frac{1}{l^2}\int_0^1 x^2\,dw - B^2\int_0^1 y^2\,dw\right) \quad \ldots\ldots \quad (4$$

der für φ als Drehwinkel infolge der äußeren Kraft, wenn der durch diese Einwirkung hervorgerufene Horizontalschub mit

$$H_0 = \frac{\int_0^1 M_0\,y\,dw}{\int_0^1 y^2\,dw}$$

bezeichnet ist, worin M_0 das Moment am frei aufliegenden Träger von der Stützweite l durch die äußere Last bedeutet, mit

$$\varphi = \frac{1}{E}\left(\frac{1}{l^2}\int_0^1 M_0\,x\,dw - H_0 B\int_0^1 y^2\,dw\right) \quad \ldots\ldots \quad (5$$

Die Ausdrücke für die Verdrehungen ergeben sich nach dem Mohr'schen Satze als die zugehrigen Auflagerdrücke der als Belastung gedachten $\frac{1}{E\,J}$ fachen Momentenfläche am Zweigelenkbogen unter der Belastung durch $M = 1$, bezw. durch die äußeren Lastangriffe. Der Einfluß der Normalkräfte auf die Formänderungen wird vernachlässigt.

Der resultierende Horizontalschub in der Hauptrippe ist, da das Scheitelmoment seinerseits am Zweigelenkbogen auch Auflagerkomponenten bedingt, durch

$$H_S = H_{0S} + M\,B \text{ bzw. } H_A = H_{0A} + M\,B,$$

die lotrechten Auflagerkräfte durch

$$V_S = V_{0S} + \frac{1}{l}M \text{ bzw. } V_A = V_{0A} + \frac{1}{l}M,$$

das Querschnittsmoment mit

$$M_x = M_0 - H\,y - M\frac{x}{l}$$

gegeben.

Das durch die äußere Last verursachte Einspannmoment der Hauptrippe im Scheitel überträgt sich durch die feste Knotenverbindung der Rippen untereinander auf die einzelnen Nebenrippen.

Bevor wir aber diesen Verlauf näher verfolgen, gehen wir an die Ermittlung der Einspannung der Hauptrippe. Wie bereits erwähnt, ist diese durch das Verdrehungsvermögen des Kopfwiderlagers unter dem Einfluß eines die Kämpfertangente der Hauptrippe verdrehenden Kämpfermomentes $M = 1$ charakterisiert. Die Größe der Einspannung erhalten wir durch die Größe des Winkels τ_0, um den sich der Knoten durch dieses in der Ebene der Hauptrippe wirkende Moment verdreht. Infolge der Verdrehung des Knotens als Ganzes muß, durch die starre Verbindung der Nebenrippen untereinander, die Kämpfertangente jeder einzelnen Nebenrippe die gleiche Verdrehung in der Ebene der Hauptrippe mitmachen. Wir können uns daher den Knoten aufgelöst und aus Teilsystemen zusammengesetzt denken und erhalten die gleiche Wirkung der Verdrehung des ganzen Knotens, wenn wir jedes einzelne System für sich die gleiche Drehung ausführen lassen. Die zur Verdrehung des ganzen Knotens erforderliche Kraftanstrengung ergibt sich dann als Summe der für die Verdrehung der Teilsysteme notwendigen Kraftwirkungen. Das die Verdrehung des Knotens um den Winkel τ_0 verursachende Moment hat die Größe eins, daher muß die Summe der die Teilsysteme um den Winkel τ_0 verdrehenden Momente $M_1, M_2, \ldots, M_n$, gleichfalls eins ergeben:

$$M_1 + M_2 + M_3 + \cdots + M_n = 1 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (6$$

Wirkt auf ein Teilsystem allein in der Ebene der Hauptrippe ein Moment $M = 1$, so erfolgt in dieser Ebene eine Verdrehung dieses Systems um einen Winkel ε_n. Die Verdrehung um einen Winkel von der Größe eins muß daher durch ein Moment $M = \frac{1}{\varepsilon_n}$ hervorgerufen werden, und eine Verdrehung um den Winkel τ_0 ein Moment $M_n = \frac{1}{\varepsilon_n}\tau_0$ zur Ursache haben. Führen wir diesen Ausdruck für die einzelnen Teilsysteme in die Gleichung (6) ein, so erhalten wir die Bestimmungsgleichung zur Ermittlung von τ_0:

$$\tau_0\left(\frac{1}{\varepsilon_1} + \frac{1}{\varepsilon_2} + \frac{1}{\varepsilon_3} + \cdots + \frac{1}{\varepsilon_n}\right) = 1 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 7)$$

aus der sich τ_0 zu

$$\tau_0 = \frac{1}{\frac{1}{\varepsilon_1} + \frac{1}{\varepsilon_2} + \frac{1}{\varepsilon_3} + \cdots + \frac{1}{\varepsilon_n}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 8)$$

ermittelt.

Als Teilsystem wählen wir die durch festen Zusammenschluß von je zwei symmetrisch zur Hauptrippe gelegenen Nebenrippen entstehenden Elemente (in Abb. 1 die Achsenzüge 1S1, 2S2, ..., nSn). Um die Größe der Winkel ε zu erhalten, lassen wir auf jedes Teilsystem ein Moment $M = 1$ wirken, das in der Richtung der Hauptrippe (Richtung oS in Abb. 1) angreift und suchen die durch diese Einwirkung hervorgerufene Verdrehung der Scheiteltangenten. Auf jede Teilrippe entfällt die Hälfte des Momentes, das wir uns wiederum in ein Moment in der Rippenebene $M' = \frac{1}{2}\cos\varrho$ und ein Moment senkrecht zur Rippenebene $M'' = \frac{1}{2}\sin\varrho$ zerlegen, wenn mit ϱ der Neigungswinkel der Rippenebenen gegen die der Hauptrippe bezeichnet ist (Abb. 3). Durch diese Teilmomente erfolgt eine Verdrehung jeder Einzelrippe für sich durch Biegung allein in der Rippenebene, und durch seitliche Biegung und Verwindung senkrecht zur Rippenebene, die zusammengesetzt, mit Rücksicht auf die gleichzeitige Verdrehung beider Rippen einfach addiert, die Verdrehung des ganzen Teilsystemes ergeben, da durch die starre Verbindung beider Rippen miteinander der von ihnen eingeschlossene Winkel unverändert bleiben muß und somit eine Verdrehung der Tangenten in der Scheitelschmiegungsebene durch ein zu beiden Rippen symmetrisch angreifendes Moment nicht erfolgen kann.

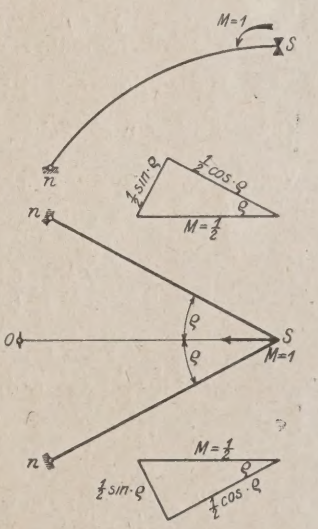


Abb. 3.

Bezeichnet uns α den Verdrehungswinkel der Kämpfertangenten durch ein Biegungsmoment $M = 1$ in der Rippenebene, β jenen durch ein Verwindungsmoment $M_d = 1$ senkrecht zur Rippenebene für jede Einzelrippe — da alle Rippen untereinander gleich sind, haben alle diese Winkel die gleiche Größe —, dann erhalten wir die Beziehung für den Winkel ε einfach aus

$$\varepsilon = \frac{1}{2}\alpha\cos\varrho + \frac{1}{2}\beta\sin\varrho = \frac{1}{2}(\alpha\cos\varrho + \beta\sin\varrho) \quad \ldots\ldots 9)$$

Die Größe von α ist durch Gleichung (4) als die Verdrehung der Scheiteltangente des Zweigelenkbogens als Hauptsystem gegeben, da für diese Beanspruchung beide Rippen durch die Symmetrie die gleiche Drehung ausführen müssen, wir daher ohne eine Änderung der Wirkung im Scheitel für diesen Belastungsfall ein Gelenk eingeschaltet annehmen können.

Die Größe von β wird ermittelt als die Verdrehung einer Rippe durch ein im Scheitel angreifendes Moment $M_d = 1$ senkrecht zur Rippenebene. Mit Rücksicht darauf, daß durch den festen Zusammenschluß der Rippen des Einzelsystemes im Scheitel eine jede Verdrehung, die den gegenseitigen Neigungswinkel der beiden Rippen zu ändern sucht, nicht auftreten kann, so können wir jede einzelne Rippe für sich, für jedes eine solche Verdrehung versuchende Moment als im Scheitel vollständig eingespannt ansehen. Daher nehmen wir für den zu untersuchenden Belastungsfall der Bestimmung von β den einzelnen Bogen im Scheitel mit vollkommener Einspannung gegen eine horizontale Verdrehung der Kämpfertangente an. Es kann nur eine Verdrehung in der Ebene von M_d eintreten. Durch die Einwirkung von $M_d = 1$ wird normal zur Rippenebene in den Auflagern eine Horizontalkraft $S = \frac{1}{f}$ verursacht, die in jedem Querschnitt ein seitliches Begungsmoment $M_d = \frac{1}{f}u$ und ein Verwindungsmoment $M_d = \frac{1}{f}v$ hervorruft, wenn die Scheitelhöhe der Kuppel mit f bezeichnet ist. Die Verdrehung von β ermittelt sich aus der allgemeinen Beziehung[1]):

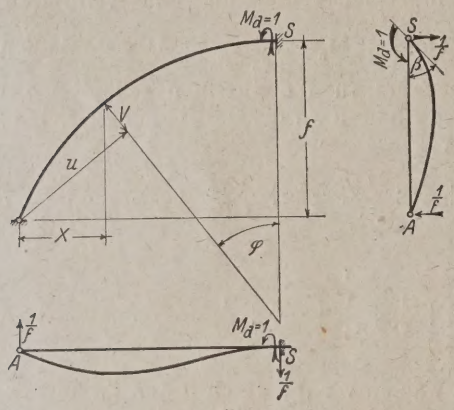


Abb. 4.

$$\beta = \int \frac{M_0}{EJ}\cdot\frac{\partial M_0}{\partial M}\,ds + \int \frac{M_d}{GJ_p}\cdot\frac{\partial M_d}{\partial M}\,ds$$

zu

$$\beta = \frac{1}{E}\cdot\frac{1}{f^2}\left(\int_0^l u^2\,dw' + \frac{2(m+1)}{m}\int_0^l v^2\,dw''\right) \quad \ldots 10)$$

wenn $dw' = \frac{ds}{Z}$ (Z = Trägheitsmoment für seitliche Biegung) und $dw'' = \frac{ds}{J_p}$ (J_p = polares Trägheitsmoment) als elastische Gewichte eingeführt werden und m die Poissonsche Zahl bezeichnet.

Mit diesen Werten können für alle aus zwei Nebenrippen bestehende Teilsysteme die Winkel ε, aus diesen die Einspannung der Hauptrippe berechnet werden.

Was nun die Verteilung des durch die äußere Belastung der Hauptrippe auftretenden Scheitelmomentes anbelangt, so erfolgt die Ermittlung des auf jede Nebenrippe entfallenden Teilmomentes aus der aufgestellten Beziehung, daß alle Scheiteltangenten der einzelnen Rippen die gleiche Drehung des Knotens, somit die der Kämpfertangente der Hauptrippe, mitmachen müssen. Das die einzelnen Teilsysteme der Doppelrippen verdrehende Moment, das die der Drehung des Knotens um τ_0 entsprechende Verdrehung zur Folge hat, ist, wie wir bereits früher abgeleitet, $M_n = \frac{\tau_0}{\varepsilon_n}$. Durch ein im Scheitel der Hauptrippe auftretendes Moment M tritt eine Verdrehung der Endtangente um $M\tau_0$ ein. Das zugehörige Scheitelmoment in einer Nebenrippe errechnet sich daher zu

$$M_n = \frac{\tau_0}{\varepsilon_n}M = \mu_n M \quad \ldots\ldots\ldots 11)$$

wenn $\mu = \frac{\tau_0}{\varepsilon_n}$ jenes Moment bedeutet, das dem Teilsystem für

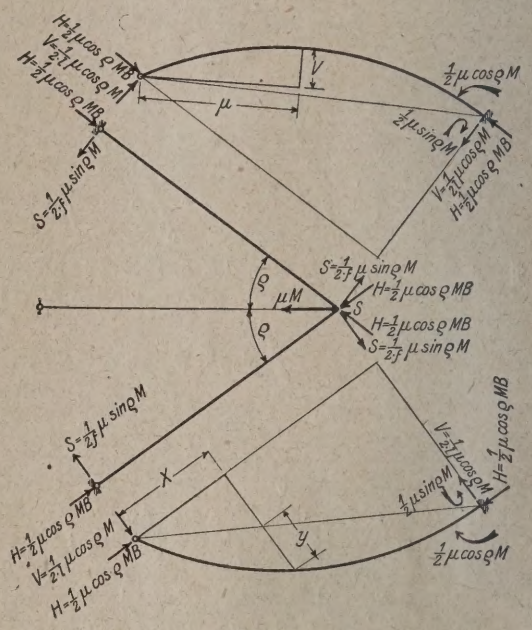


Abb. 5.

ein Scheitelmoment der Hauptrippe $M = 1$ entspricht, und als Übergangszahl bezeichnet sein soll. Der Gleichung (7) entsprechend ist

$$\sum_1^r \mu = 1 \quad \ldots\ldots\ldots 12)$$

Auf die einzelne Rippe eines Teilsystemes entfällt ein Scheitelmoment $\frac{1}{2}\mu M$, das sich zur einfacheren Ermittlung der Momentenverteilung in der Rippe selbst zu $M_n' = \frac{1}{2}\mu\cos\varrho M$ und $M_n'' = \frac{1}{2}\mu\sin\varrho M$ als Kämpferteilmomente im Scheitel zerlegt. Die durch diese Teilmomente verursachten Auflagerkräfte sind der Abb. 5 zu entnehmen. Der Momentenverlauf in der einzelnen Rippe, die auf Biegung in der Rippenebene, seitliche Biegung und Verwindung beansprucht ist, ergibt sich durch die Momente:

für normale Biegung

$$M_x = \frac{1}{2}\mu\cos\varrho M\left(\frac{1}{l}x - B\,y\right),$$

für seitliche Biegung

$$M_{sx} = \frac{1}{2f}\mu\sin\varrho M u,$$

das beiderseits des Scheitels als horizontales Moment eine Größe $M_{Ss} = \frac{1}{2f}\mu\sin\varrho l M$ hat,

für Verwindung

$$M_{dx} = \frac{1}{2f}\mu\sin\varrho M v.$$

[1]) Vergl. Müller-Breslau, „Neue Methoden" 4. Aufl. S. 256.

Die Vorzeichen der Momente sind festzulegen, und für jede Rippe entsprechend der auftretenden Verdrehung zu beachten.

Die von allen Rippen im Scheitel auftretenden Reaktionen lassen sich mit den durch die äußere Last im Scheitel der Hauptrippe verursachten Auflagerkräften zu einer Vertikalkraft und, da zur Hauptrippe symmetrische Belastung vorausgesetzt war, zu einer Horizontalkraft in der Ebene der Hauptrippe zusammensetzen. Bezeichnet uns M das Kämpfermoment, H_S die Horizontalauflagerkraft, V_S die Vertikalauflagerkraft im Scheitel der Hauptrippe durch den äußeren Lastangriff in dieser, so erhalten wir für die gesamten Auflagerkräfte im Scheitel, wenn mit r die halbe Rippenanzahl gegeben ist, die Werte:

$$H = H_S + B\sum_1^r \mu \cos^2\varrho\, M + \frac{I}{f}\sum_1^r \mu \sin^2\varrho\, M \quad \ldots \quad (13$$

$$V = V_S + \frac{I}{l}\sum_1^r \mu \cos\varrho\, M \quad \ldots \quad (14$$

2. Einfluß einer Verschiebung des Scheitelpunktes.

Wir denken uns die äußere Belastung entfernt und die erhaltenen Auflagerkräfte, die durch Festhalten des Scheitels als „Reaktionen" aufgetreten sind, in entgegengesetzter Richtung als „Aktionen" angebracht und ihren Einfluß auf die Kuppel bei Lösen der angenommenen Scheitellagerung ermittelt. Die Untersuchung dafür hat sich auf die Einwirkung einer im Scheitel angreifenden Vertikalkraft und einer in der Ebene der Hauptrippe angreifenden Horizontalkraft zu erstrecken. Die Kraftverteilung wird jeweils für den Einfluß einer Lasteinheit durchgeführt.

a) Einfluß einer wagrechten Lasteinheit in der Rippenebene im Scheitel. Um die Einwirkung einer in der Rippenebene im Scheitel angreifenden Horizontalkraft zu ermitteln, denken wir uns den Scheitelpunkt horizontal in dieser Ebene verschoben und die wagerechte Kraft errechnet, durch die wir diese Bewegung erzeugt denken können. Dividieren wir sämtliche durch diese Verschiebung erhaltenen Krafteinwirkungen durch die Größe dieser Kraft, so ist der Einfluß für die angreifende wagrechte Lasteinheit gegeben.

Zur rechnerischen Durchführung ersetzen wir diese Verschiebung des Scheitels durch den der gleichen Wirkung entsprechenden Bewegungsvorgang einer Verschiebung aller Fußpunkte um die Streckeneinheit bei Festhaltung des Scheitels, die wir nacheinander für jedes eingeführte Teilsystem von Doppelrippen vornehmen, indem jeweils der Einfluß der Verschiebung der Fußgelenke eines Teilsystemes auf sämtliche übrigen Rippen berücksichtigt wird.

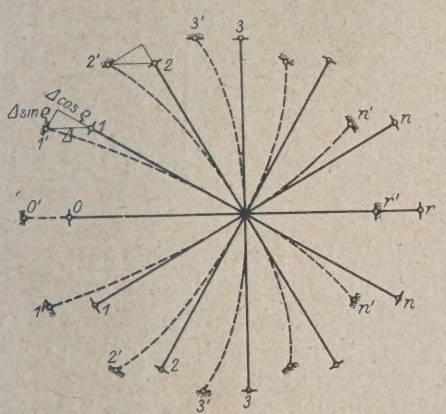


Abb. 6.

Die horizontale Verschiebung eines jeden Fußpunktes um Δ parallel zur Ebene der Hauptrippe zerlegen wir uns in eine Verschiebung um $\Delta \cos\varrho$ in der Richtung der Ebene der einzelnen Nebenrippen und in eine Verschiebung um $\Delta \sin\varrho$ senkrecht zu dieser Ebene. Zur Ermittlung dieser Verschiebungseinflüsse, die für sich gesondert bestimmt werden können, gehen wir von folgenden Betrachtungen aus: Wie wir im ersten Abschnitt für die Hauptrippe — die an sich gleichfalls einem der eingeführten Teilsysteme entspricht, nur daß beide Rippen miteinander zusammenfallen — die durch die Knotenverbindung der Zwischenrippen bedingte elastische Einspannung im Scheitel bestimmt haben, so können wir auch für jedes Teilsystem gleichfalls die durch sämtliche übrigen Rippen gebildete Einspannung ermitteln, deren Größe wieder durch jenen Winkel τ_k erhalten wird, um den sich der durch den festen Zusammenschluß der übrigen Rippen, einschl. der Hauptrippe, gebildete Scheitelknoten unter der Einwirkung eines Momentes M = 1 verdreht. Der zur Ermittlung des Einspannwinkels des k ten Teilsystems erforderliche Ausdruck entspricht der früher für die Einspannung der Hauptrippe entwickelten Beziehung (8), in die nur die entsprechend umgesetzten zugehörigen Winkel ε einzusetzen sind. Ist ε_0 der der Hauptrippe zugehörige ε-Winkel, in seiner Größe $\varepsilon_0 = \alpha$, so ist der gesuchte Einspannwinkel des Teilsystemes gegeben durch

$$\tau_k = \frac{I}{\frac{I}{\varepsilon_0} + \frac{I}{\varepsilon_1} + \cdots \frac{I}{\varepsilon_{k-1}} + \frac{I}{\varepsilon_{k+1}} \cdots + \frac{I}{\varepsilon_r}} \quad \ldots \quad (15$$

Für unsere Ausführungen zerlegen wir diesen Winkel entsprechend den bei der Entwicklung von ε gemachten Betrachtungen nach Beziehung (9) in einen Winkel

$$\tau_{k\alpha} = \frac{\tau_k}{\varepsilon_k} \cdot \frac{I}{2}\, \alpha \cos\varrho \quad \ldots \quad (16a$$

der uns die Einspannung der einzelnen Rippe in der Rippenebene, und einen Winkel

$$\tau_{k\beta} = \frac{\tau_k}{\varepsilon_k} \cdot \frac{I}{2}\, \beta \sin\varrho$$

der uns die Einspannung der einzelnen Rippe für eine Momentenwirkung in einer vertikalen Ebene normal zur Rippenebene anzeigt.

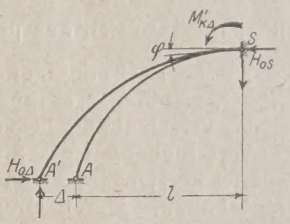


Abb. 7.

Für die Untersuchung der Verschiebung denken wir uns, der Einführung des Zweigelenkbogens als statisch unbestimmtes Hauptsystem an der Hauptrippe entsprechend, eine Gelenkverbindung zwischen dem Teilsystem und dem durch die übrigen Rippen gebildeten festen Knoten eingeschaltet, so daß auf das Teilsystem die statisch unbekannten Kämpfermomente im Scheitel als äußerer Lastenangriff zu denken sind. Die durch die einzelnen Verschiebungen auftretenden Scheitelmomente ermitteln sich dann unter Berücksichtigung der zugehörigen Einspannwinkel auf Grund der früher in den Formeln (1) bis (5) aufgestellten Beziehungen.

Eine Verschiebung um die Streckeneinheit Δ in der Rippenebene hat, bei Betrachtung jeder einzelnen Rippe für sich, im Zweigelenkbogen als Hauptsystem einen Schub

$$H_{0\Delta} = \frac{\varepsilon\Delta}{\int y^2\, dw} \quad \ldots \quad (17$$

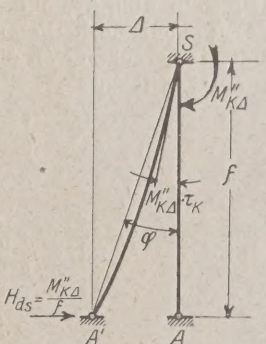


Abb. 8.

zur Folge. Entsprechend (5) ermittelt sich φ, da $M_0 = 0$, zu

$$\varphi = \frac{I}{E} \cdot -H_{0\Delta} B \int_0^1 y^2\, dw = -B\Delta$$

und nach (2) das Kämpfermoment zu

$$M'_{k\Delta} = \frac{-B\Delta}{\alpha + \tau_{k\alpha}} \quad \ldots \quad (18$$

Die auftretende vertikale Auflagerreaktion ist $V_\Delta = \frac{I}{l} M'_{k\Delta}$, die horizontale $H_\Delta = H_{0\Delta} + M'_{k\Delta} B$.

Aus diesen Auflagerkräften werden die Querschnittsmomente ermittelt, die mit cos ϱ multipliziert, den zur Grundverschiebung zugehörigen Verschiebungseinfluß in der Rippenebene ergeben. Eine Verschiebung um die Streckeneinheit Δ senkrecht zur Rippenebene verdreht das Teilsystem infolge des angenommenen Gelenkes im Scheitel um einen Winkel $\varphi = \frac{\Delta}{f}$. Das Einspannmoment des Teilsystemes wird, wobei entsprechend den früher gemachten Ausführungen für die Horizontalebene eine vollständige Einspannung besteht, aus der Elastizitätsgleichung

$$M''_{k\Delta} \cdot \frac{1}{2}\beta + \varphi = -M''_{k\Delta} \cdot \tau_{k\beta}$$

mit
$$M''_{k\Delta} = \frac{\Delta}{f\left(\frac{1}{2}\beta + \tau_{k\beta}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (19$$

ermittelt. Die auftretende wagerechte Auflagerkraft ist $S_\Delta = \frac{1}{f} M''_{k\Delta}$, das seitliche Biegungsmoment $M_{s\Delta} = S_\Delta u$ das Verwindungsmoment $M_{d\Delta} = S_\Delta v$. Die der Grundverschiebung entsprechenden Werte werden durch Multiplizieren mit sin φ erhalten.

Diese zwei aus den Teilverschiebungen sich ergebenden Scheitelmomente setzen sich mit den Momenten der Gegenrippe zu einem Moment in der Ebene der Hauptrippe zusammen:

$$M_{k\Delta} = 2\,(M'_{k\Delta} \cos^2 \varrho + M''_{k\Delta} \sin^2 \varrho) \quad \ldots\ldots \quad (20$$

das sich entsprechend den früher gemachten Ausführungen auf die übrigen Rippen überträgt, wobei die jeweils zugehörige Übergangszahl sich aus $\mu_{kn} = \frac{\tau_k}{\varepsilon_n}$ errechnet.

Dieser Rechnungsgang wird für alle Teilsysteme durchgeführt. Jede Einzelrippe erhält somit außer der durch ihre eigene Verschiebung hervorgerufenen Beanspruchung durch die Verschiebung jeder anderen Rippe Kämpfermomente im Scheitel übertragen, die eine weitere Rippenbeanspruchung zur Folge haben. Durch einfaches Zusammenzählen der Einzelwirkungen erhalten wir das gesamte Ergebnis der wagerechten Scheitelverschiebung. Die im Scheitel auftretenden horizontalen Kräfte geben summiert die diese Verschiebung hervorrufende Kraft.

b) Einfluß einer lotrechten Lasteinheit im Scheitel. Infolge der vollständigen Symmetrie der Rippen verteilt sich die im Scheitelpunkt lotrecht wirkende Krafteinheit gleichmäßig auf alle Rippen, in denen sie nur Biegung in der Rippenebene hervorruft. Sind im ganzen s Rippen vorhanden, so ergeben sich die in jedem Fußgelenke auftretenden Auflagerkräfte zu

$$V = \frac{1}{s} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (21a$$

und
$$H = \frac{\frac{1}{s}\int_0^1 x\, y_0\, d\,w}{\int_0^1 y_0^2\, d\,w} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (21b$$

wenn mit y_0 die Rippenachsordinaten von der Wagrechten durch das Fußgelenk bezeichnet sind. Die Querschnittsmomente sind durch die Reaktionen gegeben.

Multiplizieren wir die unter a) erhaltenen Werte mit der Größe der nach (13) erhaltenen Horizontalkraft, die nach b) ermittelten Werte mit der nach (14) sich ergebenden Größe, so ergibt sich der Einfluß der Scheitelverschiebung unter der äußeren Belastung der Hauptrippe.

Addieren wir dieses Teilergebnis zu dem nach dem ersten Abschnitt erhaltenen Resultat, so ist die gesamte Lösung der Aufgabe gegeben.

3. Die Rippenkuppel mit steifem Scheitelringe.

Die vorstehenden Ausführungen, die für den Fall der geschlossenen Rippenkuppel durchgeführt wurden, können für die Rippenkuppel mit Schlußring, der mit den Rippen fest verbunden ist, die gleiche Anwendung finden, wenn die Formänderungen dieses Ringes im Vergleich zu denen der einzelnen Rippen als so verschwindend anzusehen sind, daß von einem vollständig steifen Schlußring gesprochen werden kann. Die Annahme des starren Kopfringes hat für die meisten praktischen Fälle ihre Berechtigung, da die Forderung der Steifheit durch den Laternenaufbau, der im allgemeinen die Anordnung eines Scheitelringes bedingt, leicht erfüllt werden kann. Aber auch ohne Laterne sind die Mehrkosten für eine steife Ausbildung des Schlußringes durch eine Vergrößerung seiner Querschnittsabmessungen in Vergleich zu den übrigen Baukosten verschwindend. Wir können daher wohl für die meisten praktischen Fälle die Annahme eines starren Kopfringes durchführen, die eine ganz wesentliche Vereinfachung jeder Kuppelrechnung zur Folge hat. Der einzuschlagende Rechnungsweg entspricht vollständig den oben gezeigten Untersuchungen, indem wir uns den starren Scheitelring durch eine steife wagerechte Verbindung der in einer Rippenebene gegenüberliegenden Rippenköpfe ersetzt und für diese Verbindungsstücke ein Trägheitsmoment $J = Z = \infty$ das uns die Starrheit dieser angenommenen Verbindungsstücke zum Ausdruck bringt, eingeführt denken. Die Stützweite l der einzelnen Rippen wird wieder bis zur Kuppelachse gerechnet. Dadurch ist die Kuppel mit Kopfring auf eine geschlossene Kuppel zurückgeführt.

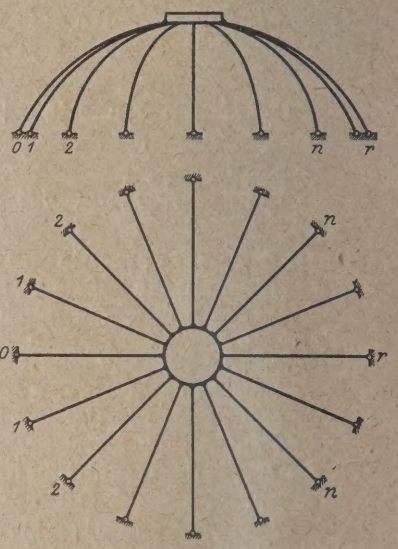


Abb. 9.

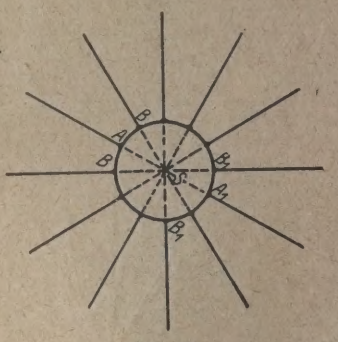


Abb. 10.

Eine Nachprüfung des Scheitelringes auf Beanspruchungen durch die horizontalen Druckkräfte, ohne eine Berücksichtigung der sonstigen Beanspruchungen, die vernachlässigt werden können, kann als Zusatzberechnung auf bekannte Art noch durchgeführt werden, da die in Betracht kommenden Druckkräfte durch die für den Scheitelpunkt in jeder Rippenebene erhaltenen einzelnen Horizontalkräfte gegeben sind. Eine Rückwirkung der Formänderungen des Scheitelringes braucht mit Hinblick auf die gemachten Voraussetzungen nicht in Betracht gezogen zu werden.

AMERIKANISCHE EISENBETONSCHIFFE.

Mitgeteilt von Dr.-Ing. C. Commentz.

Im „Shipbuilder" vom März dieses Jahres wird ein Vortrag, den Wig im November 1919 vor der amerikanischen schiffs- und maschinenbautechnischen Gesellschaft veröffentlicht hat, wiedergegeben. Der Inhalt des Vortrages ist außerordentlich interessant, da hier zum ersten Male authentische Daten über Größen- und Gewichtsverhältnisse der großen Betonseeschiffe veröffentlicht sind, über welche bisher sehr widerspruchsvolle Notizen durch die Fach- und Tagespresse bekannt gegeben wurden. Es handelt sich um 14 große Schiffe, die nach fünf Entwürfen im Auftrage der Hilfsflottenbehörde gebaut wurden und teilweise fertiggestellt sind. Der Bau aller Schiffe erfolgte mit Außen- und Innenschalung aus Gußbeton. Man hatte zunächst beabsichtigt, zur Armierung quadratisch gewundenes Eisen zu verwenden, kam dann aber doch zum üblichen Rundeisen in 10 bis 35 mm Stärke zurück. Aus Mangel an anderem Material mußte man hartes Granatflußeisen nehmen, welches beim Biegen und Flechten naturgemäß schlecht zu verarbeiten war. Die Schalungen wurden in üblicher Weise gebaut; besonderer Wert wurde auf sorgfältige Reinigung der Gußformen gelegt, wozu im Boden und Kimm eine Anzahl Löcher angebracht wurden. Vor dem Guß wurden die Schalungen angefeuchtet und der Stahl mit Rücksicht auf das warme Klima (die meisten Schiffe wurden in Kalifornien gebaut) durch Wasser gekühlt.

Der verwendete Beton mußte nach 28 Tagen eine Mindestfestigkeit von 280 kg haben. Durch Versuche gelang es, das spezifische Gewicht von 2,1 bis 2,2 auf 1,7 bis 1,9 herabzusetzen. Dies war deshalb von besonderer Bedeutung, weil z. B. für die Schiffe von 7500 t Tragfähigkeit jede Verminderung des spezifischen Gewichtes um 0,1 bei 2000 cbm Beton eine Mehrtragfähigkeit von 200 t gleich etwa 2,7% der Tragfähigkeit ergab. Bei den Versuchen zur Zusammensetzung des Betons ging man von dem Grundsatz aus, daß die Festigkeit der Zuschlagstoffe nicht größer zu sein braucht, als die des Mörtels und daß die Elastizität von Zuschlag und Mörtel möglichst gleichartig sein muß. Man verzichtete daher auf jede Erleichterung des Mörtels und suchte nach einem möglichst leichten Zuschlag. Als solcher erwies sich Lehmschlacke, die etwa 30 Stunden lang bei 1100° Celsius bis zum Schmelzen und Blasigwerden gebrannt wurde; nach dreitägiger Abkühlung wurde sie durch Wasser gelöscht und zersprengt. Die bis zu 2,5 bis 5 mm ausgesiebten Teilchen wurden als Sand, die bis 13 mm großen Teilchen als grober Zuschlag verwendet. Die Mischung bestand aus 1 Raumteil Zement und 2 Raumteilen Zuschlag, der Zuschlag selbst enthielt $^2/_3$ Teile fein und $1^1/_3$ Teil grob bis 1 Teil fein und 1 Teil grob. Der Mischung wurde reichlich Wasser zugesetzt, um sie gut flüssig zu machen. Während das Gusses erwies sich als notwendig, die Schalung durch pneumatische Hämmer in Vibrationen zu bringen, um ein gutes Setzen des Betons zu erzielen und um Luftblasen abzutreiben. Der Beton war, wie bei seinem hohen Zementgehalt zu erwarten war, gut wasserdicht. Kurze Unterbrechungen des Gusses brachten keine Nachteile, die Gußnähte wurden absolut fest. Bei allen Schiffen zeigten sich kleine Gußfehler, die aber leicht auszubessern waren.

Der Ablauf der meisten Schiffe erfolgte seitlich. Im November 1919 waren drei 7500 t Tragfähigkeit große Tankschiffe, zwei Frachtdampfer von 3500 t und ein Frachtdampfer von 3000 t Tragfähigkeit abgelaufen. Aus der beigefügten Tafel sind die übrigen Hauptdaten ersichtlich; das Ma-

Tafel 1.

Schiffstyp		Frachtd.	Frachtd.	Frachtd.	Frachtd.	Tankd.
Name oder Nr.		Atlantus	No. 2	Polias	No. 69	No. 70
Länge zw. Steven	m	76,2	81,7	81,7	128,0	128,0
„ über alles	„	79,3	86,0	85,9	132,1	132,1
Breite über alles	„	13,25	14,00	14,00	16,44	16,44
Tiefgang beladen	„	6,86	7,32	7,16	7,93	7,93
Seitenhöhe	„	8,15	8,61	8,09	11,96	11,96
Verdrängung	t	5335	6420	6330	13240	13240
Tragfähigkeit	t	2815	3655	3410	7635	7580
Geschwindigkeit	kn	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5
Metazentr. Höhe beladen	m	—	0,67	—	0,69	0,79
„ „ leer	„	—	1,05	—	0,98	1,00
Spantentfernung	„	1,52	1,52	1,22	3,89	1,30
Bodenstärke	„	0,127	0,127	0,127	0,120	0,127
Stärke der Außenhaut an der Seite	„	0,127—0,140	0,102	0,127	0,165	0,102
Material der Poop		Beton	Beton	Beton	Holz	Holz
„ „ Brücke		„	„	„	Beton	Beton
„ „ Back		„	„	„	„	„
Gewicht des Armierungseisens	t	508	514	—	1565	1575
Raum des Betons	m^3	835	855	763	1943	1953
Maschinenart		Dreif. Exp.	Dreif. Exp.	Dreif. Exp.	Dreif. Exp.	Dreif. Exp.
Maschinenstärke		1520	1520	1520	2800	2800
Umdrehungen		99	94	94	—	—
Kesselart		Wasserrohr	Wasserrohr	Wasserrohr	Wasserrohr	Wasserrohr
Brennstoff		Öl	Öl	Kohle	Öl	Öl
Maschinengewicht geschätzt	t	340	340	340	590	590
Tragfähigkeit einschl. Maschinengewicht	t	3155	3995	3750	8225	8170
Rumpfgewicht ohne Maschine	t	2180	2425	2580	5015	5070
Rumpfgewicht: Tragfähigkeit des Rumpfes		0,692	0,608	0,662	0,609	0,620
Armierungsgewicht: Tragfähigkeit des Rumpfes		0,161	0,129	—	0,190	0,193

schinengewicht ist nicht von Wig gegeben, sondern in Anlehnung an ähnliche Maschinen geschätzt, um die Tragfähigkeit des Schiffrumpfes zu ermitteln, die letzten Reihen können also geringe Ungenauigkeiten aufweisen.

Die Schiffe sind mit Innen- und Außenanstrich versehen, innen, um das Schwitzen zu verhindern, außen, um das Eindringen von Seewasser und seine zerstörenden Einflüsse sowie den Ansatz zu verhindern; aus letzterem Grunde wurden ähnliche wie sonst bei Schiffen verwendete fäulniswidrige Farben gebraucht und zwar auf Grund von Probeversuchen solche bituminöser Zusammensetzung. Die Tankschiffe erhielten innen einen besonderen öldichten Anstrich.

Die Kosten des Rumpfes eines 7500 t-Schiffes betrugen etwa 600 000 bis 700 000 Dollar, die der Ausrüstung einschließlich der Maschinenalage 600 000 Dollar, so daß sich die Tonne Tragfähigkeit auf rund 165 bis 170 Dollar stellte gegen 225 bis 3000 Dollar bei gleichzeitig gebauten Stahlschiffen. Einzelheiten der Kosten sind aus Tabelle 2 ersichtlich, wobei für Abfall und wieder zu verwendende Schalungsteile kein Abzug gemacht wurde.

Tafel 2.

Verteilung der Rumpfkosten, Gesamtkosten des Rumpfes 787 000 Dollar.

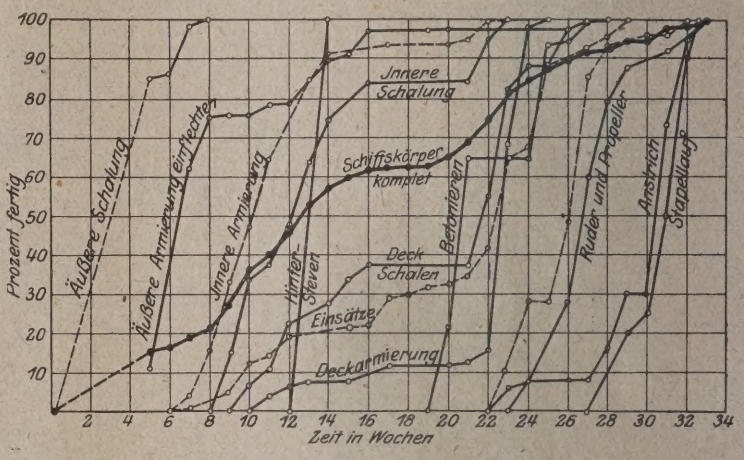
Arbeitslöhne.	%
Stapelung und Gerüste	2,9
Außenschalung	2,3
Innenschalung	10,9
Deckschalung	1,8
Ausschalen	3,3
Stahlschneiden und -Biegen	2,1
Außenhautarmierung	1,5
Innenarmierung	3,8
Deckarmierung	1,8
Einbauten	1,1
Beton	7,5
Ablauf	1,1
Verschiedenes	3,9
	44,0
Material.	
Zimmerholz	7,0
Armierung	13,7
Einbauten	1,2
Zement	3,7
Zuschlag	4,8
Farbe	1,1
Verschiedenes	1,6
	33,1
Unkosten.	
Werftbetrieb	15,0
Schlosserarbeiten	0,6
Verwaltung	4,3
Versicherung	2,0
Abgaben, Steuern	1,0
	22,9

Die beigefügte Abbildung zeigt ein Baudiagramm, aus dem für die einzelnen Arbeiten und den gesamten Schiffsrumpf der jeweilige Stand und die Dauer der Herstellung zu ersehen sind.

Als Schwäche der Schiffe gibt Wig an, daß ihre teilweise nur 100 mmm starke Außenhaut lokalen Stößen nicht so gut wie bei Stahlschiffen gewachsen sei, es sind deshalb starke Scheuerleisten nötig.

Besonders interessant sind an der Veröffentlichung die Zahlen über die Gewichte des Schiffsrumpfes und die Kostenangaben. Sie zeigen gute Übereinstimmung untereinander, weichen aber teilweise sehr von den bisherigen Pressenotizen ab, besonders von denen über den ersten großen Betondampfer „Faith", dessen Tragfähigkeit zwischen 3500 und 5000 t angegeben wurde. Mit einem Rumpfgewicht von etwa 61 bis 68% der Rumpftragfähigkeit sind sie reichlich doppelt so schwer, als die Stahlschiffe gleicher Tragfähigkeit, bei denen das Rumpfgewicht rund 30 bis 32% der Rumpftragfähigkeit beträgt. Das verwendete Armierungseisen beträgt mit etwa 13 bis 19% der Rumpftragfähigkeit also etwa 50 bis 70% des Walzeisens gleichartiger Eisenschiffe, bei denen einschließlich Verschnitt und Nietung rund 25 bis 27% der eigenen Rumpftragfähigkeit benötigt werden.

Die vergleichsweisen Kosten sind unter dem Gesichtspunkte zu bewerten, daß die Holzkosten in Kalifornien außerordentlich niedrig sind; andererseits beziehen sich die hohen Kosten von 300 Dollar pro Tonne Tragfähigkeit für Stahlschiffe zweifellos auch an der Westküste der Vereinigten Staaten gebaute Schiffe, wo Stahl infolge der Entfernung vom Erzeugungsplatz teuer ist, wenig geübte Eisenarbeiter vorhanden und die Unkosten infolge gänzlicher Neuanlage der Werften während des Krieges hoch sind. Aber selbst bei einem Durch-



Fertigstellungsdiagramm eines Rumpfes.

schnittspreise von rund 240 Dollar für Eisenschiffe würde der Gesamtpreis der Betonschiffe nur etwa 70% desjenigen der Eisenschiffe betragen und damit trotz der teilweise höheren Betriebskosten eine Konkurrenzfähigkeit gegenüber Stahlschiffen gut ermöglichen. Interessant ist in dieser Beziehung, daß in einem anderen Vortrage auf der gleichen Versammlung ein Herr Robertson auf Grund eingehender Untersuchungen feststellte, daß in amerikanischen Seeschiffahrtsbetrieben Eisenbetonschiffe von 10 Knoten Geschwindigkeit nicht mehr als 79% und solche von 13 Knoten nicht mehr als 70% des entsprechenden Stahlschiffes kosten dürfen, um wettbewerbsfähig zu sein.

Zahlenangaben über die höchstmöglichen Baukosten für die Konkurrenzfähigkeit von Eisenbetonschiffen sind schon früher in England in ganz ähnlicher Höhe für Frachtschiffe ermittelt worden. Es ist bei dem Bau von Eisenbetonschiffen stets zu bedenken, daß die Baukosten ganz außerordentlich vom Orte der Herstellung abhängig sind, besonders durch die umfangreiche Verwendung von Schalungsholz. Außerdem spielen unter Umständen auch sonstige wirtschaftliche Gründe mit; so liegt die Frage des Eisenbetonschiffsbaues zurzeit in Deutschland infolge der ungeheurlich hohen Eisenpreise im Vergleich zum Eisenschiffbau verhältnismäßig günstig.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Hochofen-Schwemmsteine, Schlacken- und Aschensteine. Angaben über die mit Hilfe der Scholschen Presse (D. R. P.) herstellbaren Preßsteine aus allerlei mineralischen Abfallstoffen. Die Presse wirkt nicht nur von zwei gegenüber liegenden Seiten, sondern in 3 Richtungen auf 3 Seitenpaare. Somit tritt eine wirksame Zusammenpressung ohne gleichzeitige Gefügezustimmung der porigen Bestandteile ein. Die Bauwelt 1920, Nr. 23, S. 405—406.

Lehmhärtung durch Sulfitlauge. Kurzer Schriftsatz in der Bauwelt 1920, Heft 23, S. 310.

Österreichische Vorschläge für die Vereinheitlichung der Betonhohlsteine Vorschlag, den Steinen in Höhen- und Breitenmaß ein Vielfaches des Ziegelmaßes zu geben. Bauwelt 1920, Heft 20, S. 272.

Die Grundlagen der Materialprüfung von Eisen und Stahl. Von Dipl.-Ing. R. Durrer und Dipl.-Ing. C. Dornhecker. Mit zahlreichen Abb. im Text und auf Tafeln. Technik und Industrie (Schweizer Bztg.) 1920, 1. Hälfte Heft 10.

Feinde des Zements Von Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. e. h. M. Gary, Berlin-Dahlem. Es handelt sich um die inneren Feinde des Zements. Hierüber erscheinen im Baumarkt 1920, Nr. 22 und folgende, eingehendere Ausführungen.

Statik und Festigkeitslehre.

Ein Beitrag zur Auflösung linearer Differenzengleichungen mit beliebiger Störungsfunktion. Von Ing. Dr. techn. Ernst Melan, Wien. Eisenbau 1920, Heft 3, 2 Seiten.

Die Berechnung der Stockwerksrahmen. Von Fr. Engeßer, Karlsruhe. 8½ Seite im Eisenbau 1920, Heft 3.

Beitrag zur Berechnung des absolut größten Momentes und des Belastungsgleichwertes für einen beweglichen Lastenzug. Von Dipl.-Ing. Franz Haumer. Eisenbau 1920, Heft 4, 6 Seiten. Es ist der Balken auf 2 Stützen behandelt.

Zur Berechnung statisch unbestimmter Vollwandbinder mit Hilfe von Verschiebungsplänen. Von Prof. Dr.-Ing. E. Kammer, Charlottenburg. Eisenbau 1920, Heft 5, zwölf Seiten.

Die elastische Linie der Gelenkpfetten mit gleichmäßig verteilter Last. Von Georg Janetzky. Düsseldorf. Der Eisenbau 1920, Heft 4.

Ringförmige Träger. Von Dr. techn. Düsterbehn, Wien. Es handelt sich um Träger, die in einer Ebene gebogen sind und rechtwinklig dazu belastet werden. Eisenbau 1920, Heft 3, 8 Seiten.

Einiges über den Winddruck. Von Ing. Leo Kirste, Ass. a. d. Lehrkanzel für Luftschiffahrt und Automobilwesen, Wien. Kurze Zuschrift, die Windunter- und überdrücke auf Hallen behandelt. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1920, Heft 9, S. 69.

Die Durchbiegung einer exzentrisch durch eine Einzellast belasteten Kreisplatte. Von Dr. techn. Ernst Melan, Charlottenburg. Eisenbau 1920, Heft 10, Seite 190—192.

Über das unverstümmelte Grundgesetz der Biegungstheorie und den Sinn der Eulerschen Knickgleichungen. Von Prof Ewald Rasch. Eisenbau 1920, Heft 11, S. 197—199.

Beitrag zur Berechnung von Kranträger-Obergurtstäben. Von Dr.-Ing. Pirnsch, Schmiedeberg, Bez. Dresden. Eisenbau 1920, S. 187—189.

Trapezförmige Fachwerkstützen mit Streben von gleicher Neigung. Von Ing. O. Kettner, Dortmund. Eisenbau 1920, Heft 10, Seite 187—189.

Von der Biegungsfestigkeit von E-Eisen. Von F. Wansleben im Eisenbau 1920, Heft 7, Rechnerische Betrachtung.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

Beitrag zur Berechnung der Knickfestigkeit der Gurtungen offener Brücken. Von Dr.-Ing. Ch. Vlachos. Karlsruhe i. B. Eisenbau 1920, Heft 11, Seite 199—205.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

Die Hängebrücke über den Rio Sapucahy nebst einigen allgemeinen Bemerkungen über die Durchbiegung von Hängebrücken. Von A. Müllenhoff im Eisenbau 1920, Heft 6, 9 Seiten.

Die erstmalige Anwendung der Roth-Waagner-Brücke. Es handelt sich um eine Kriegsbrückenbauweise. Von Dipl.-Ing. R. Feindler, Darmstadt. Im Eisenbau 1920, Heft 8, S. 151—156.

Die Wiederherstellung der Brücke über den Narew bei Modlin durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg. Von Kirchner im Eisenbau 1920, Heft 9, S. 161—185.

Eiserne Brücken und Baukunst Von Dipl.-Ing. Ehrlich, Düsseldorf. Eisenbau 1920, Heft 10, S. 189—190.

Beitrag zur Berechnung der Knickfestigkeit der Gurtung offener Brücken. Von Dr.-Ing. Chr. Vlachos i. B. Eisenbau 1920, Heft 11, Seite 199—205.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Tragfähigkeit von Hohlwänden. Von Dipl.-Ing. Fiebig, Breslau. Die Bauwelt 1920, Heft 23, S. 310. (Statische Untersuchung.)

Gegen die Strohdächer. Von Dipl.-Ing. Lindner, Brandmeister, Berlin. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr 46, ½ Seite (295).

Lehmdach oder Strohdach, ebenda 1 Seite von Reg.-Baumeister Neumann, Neu-Ruppin.

Wasserbau.

a) Grund- und Uferbau.

— — — —

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft.

— — — —

c) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

Der Ausbau des Königsberger Seehafens und die Pläne für die Umgestaltung der Bahnanlagen und für die Bebauung der Südfront der Stadt. Vom Regierungsbaumeister Thran in Königsberg i. Pr. Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, Nr. 35, S. 214—217.

Über Flußdeiche und Kanaldämme. Von Baurat Otto Höch, Hamburg. Böschungsfragen usw. Z. d. Bauv. 1920, Nr. 47, S. 301—304.

d) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Die Kraftversorgung Württembergs. Von Baun im Zentralblatt d. Bauverw. 1920, Nr. 35, S. 217—218.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Beitrag zur Berechnung von Tunnel-Bohranlagen. Von Ing. Josef Gaisberger, Graz. Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 21 und folg. Zusammenfassung des Inhaltes: Es werden die wirtschaftlichen Richtlinien für die Bereitstellung von Druckluft-Tunnel-Bohranlagen angegeben und Verfahren zur Berechnung der wirtschaftlichen Auffahrzeit und Bohrmaschinenzahl, der Antriebsleistung, der Kraftzentralen sowie der Druckluftkessel und Rohrleitungen entwickelt.

Die Bedeutung des Bausystems bei der Ausführung von Eisenbahntunneln. Ergänzende Zuschrift zu den Ausführungen von Ing. C. Andreae in der Schweizerischen B.-Ztg. in Nr. 3 und 4 vom 75. Bde., eingesandt von Ing K. Imhof, Böckstein ebenda Nr. 24. Antwort hierauf seitens Ing. Andreae ebenda.

Straßenbau.

— — — —

Eisenbahnbau und -betrieb.

Von der Elektrifizierung der Rhätischen Bahn. Von H. Lang, Bern, Ing. der A.-A. Kummler & Matter, Aarau. In der Schweizerischen B.-Ztg. vom 15. 5. 1920. Mit 19 Abb., die sich besonders mit den Masten, den Lawinenbrüchen und Schneegalerien sowie Schalthäuschen befassen. Es sind jedoch auch sonstige Einzelheiten reichlich dargestellt.

Die erste Untergrundbahn in Madrid. Nach The Railway Gazette 1919, Dezemberheft. Zeitschr. f. Kleinbahnen 1920, Heft 5. Mit 5 Abb.

Reichseisenbahnen und Kleinbahnen. Von Oberingenieur Karl Trautvetter, Berlin-Südende. Hilfsarbeiter im Reichsverkehrsministerium. Zeitschr. f. Kleinbahnen 1920, Heft 5. (5½ Seite.)

Reichseisenbahnen. Von Geh. Oberbaurat Gadow. Z. d. Ver d. Eisenbahn-Verwaltungen 1920, Nr. 35 u. 36.

Die amerikanischen Eisenbahnen nach dem Kriege. 2 Seiten in der Verkehrstechnik 1920, Heft 15. Vgl. ebenda Heft 13. Verfasser: Geh. Regierungsrat Wernekke, Berlin-Zehlendorf.

Die Feldbahnen der Engländer an der Westfront. Von Prof. Dr.-Ing. Blum. Mit 1 Abb., Zeitschrift für Kleinbahnen 1920, Heft 5.

Der Ausbau des Königsberger Seehafens und die Pläne für die Umgestaltung der Bahnanlagen und für die Bebauung der Südfront der Stadt. Vom Regierungsbaumeister Thran in Königsberg i. Pr. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 35, S. 214—217.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie Schiffbau. Allgemeines über Eisenbeton.

Sudpfannen aus Eisenbeton (für Solegewinnung). Zuschrift an die Tonindustriezeitung. Siehe diese 1920, Nr. 68, S. 649—650. Die Eisenbeton-Sudpfannen sollen sich gut bewähren. Sie besitzen den Vorteil, daß bei ihnen Rost nicht vorkommt, also das Salzgut nicht verdorben werden kann.

Projekt zu einer Vigognespinnerei für die Firma E. S. Reichenberg. Von Arch. Heinrich Zieger, Zittau. Plan eines großen Industriebaus, dessen Formen und Raumeinteilung gut als Muster gelten können. Baustoff: Eisenbeton. Der Industriebau 1920 Heft 4.

Eisenhochbau.

Weitspannende Sägeformdächer (Fachwerk-Sheds). Von Dipl.-Ing. Edm. Haimovici, Leipzig. Eisenbau 1920, Heft 7, 7½ Seite. Hier wird auf die in der Literatur bereits bekannte Zusammenkupplung mehrerer Shedbinder zu einem freitragenden Fachwerksträger hingewiesen.

Beitrag zur Berechnung von Kranträger-Obergurtstäben. Von Dr.-Ing. Pirnsch, Schmiedeberg (Bez. Dresden). Eisenbau 1920, Heft 11, Seite 205—207.

Trapezförmige Fachwerkstützen mit Streben von gleicher Neigung. Von Ing. O. Kettner, Dortmund. Eisenbau 1920, Heft 10, S. 187—189.

Säulenfußplatten und Anker. Von Dipl.-Ing. Janser, Köln. Ergänzung der im Eisenbau 1912, Heft 12 erschienenen gleichnamigen Veröffentlichung des Verfassers ebenda 1920, Heft 4, S. 111—113.

Verringerung des Sicherheitsgrades Ein Weg zum sparsamen Bauen. Von Franz Czech, Berlin, Eisenbau 1920, Heft 7, 2½ Seiten.

Holzbau.

Hölzerne Dachbinder ohne Verankerung. Von Ing. N. Raubal. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1920, Heft 9, S 68—69. Hier ist einmal ein Ausführungsbeispiel in statischer Behandlung vorgeführt.

Elektrische Handbohrmaschinen auf dem Zimmerplatze. Von Ernst Märker wird im Tiefbau 1920, Nr. 40, S. 112, mit 3 Abb. eine leichte elektrische Handbohrmaschine der AEG. vorgeführt.

Städtebau und Städtischer Tiefbau.

Voraussetzungen und Aufgaben der großen Pariser Stadterweiterungskonkurrenz. Von Nils Hammarstrand, Paris. Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 9, S. 65.

Kunst im Ingenieurwesen, Wirtschaftliches, Personalnachrichten, Vereinsnachrichten, Standesvertretung, Sonstiges.

Baukunst und Ingenieur-Ästhetik und die Eisenbahnbrücken über den Rhein bei Köln. Zuschrift zu der Arbeit von Dipl.-Ing. Wehner, Eisenbau 1919, Heft 9, ebenda 1920, Heft 2 Sieben Seiten von Geh. Baurat Beermann, Köln. Antwort von Dipl.-Ing. Wehner hierauf ebenda, 2 Seiten.

Eiserne Brücken und Baukunst. Von Dipl.-Ing. Ehrlich, Düsseldorf. Eisenbau 1920, S. 189—190.

Praktische Ergebnisse der industriellen Psychotechnik. Von Prof. Dr.-Ing Schlesinger. Vorgetragen im Berliner Bezirksverein deutscher Ingenieure. Zeitschrift des V. d. Ing. 1920, Nr. 23/24, S. 417.

Die Verlängerung der Schutzdauer von Patenten und Gebrauchsmustern. Von Patentanwalt E. Cramer. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 64, 1 Seite.

Vom Stahlwerks-Verband zum Eigenwirtschaftsbund. 4½ Seiten in Stahl und Eisen 1920, Heft 20, S. 673—677.

Erzsuchen auf elektrischem Wege — die moderne Wünschelrute. Bayrisches Industrie- und Gewerbeblatt 1920, Nr. 21/22, S. 108—109.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Wegebau- und Straßenverkehrsfragen

hat der norwegische Wegedirektor Baalsrud in einem im Teknisk Ukeblad vom 4. Juli 1919 wiedergegebenen Vortrage von den verschiedensten Seiten beleuchtet. Ein eingehender Auszug aus dem Vortrage findet sich im Zentralbl. d. Bauw. 1920, Nr. 36, S. 221—222.

Die neuerdings mehrfach aufgestellte Behauptung, daß der Lastkraftwagen mit Anhänger auf Längen bis zu 60 oder 70 km für die Beförderung billiger sei als die Eisenbahn, wird von dem norwegischen Fachmanne geteilt. Bei den zugrundeliegendne Berechnungen ist nur die Instandhaltung, nicht aber die Anlage der Wege mit eingestellt. Das erscheint jedoch nicht ganz stichhaltig. Denn man wird neue Straßen für den Überlandverkehr im allgemeinen nur herzustellen haben, wenn man den Kraftwagenverkehr steigert; für die übrigen Verkehrsbedürfnisse reicht das bestehende Netz in den meisten abendländischen Gebieten aus. Man wird also das Anlagekapital mit seiner Verzinsung den Kraftwagen-Verkehrskosten zuzurechnen haben. Dieser Gesichtspunkt ist besonders zu vertreten, wenn man die Forderung erwägt, statt kleinerer Nebenbahnen regelmäßigen Kraftwagenverkehr zu schaffen. Für einen solchen wird man oft auch eines neuen Weges bedürfen, zum mindesten wird man neue Teile in bewohnten Ortschaften und an scharfen Krümmungen einbauen müssen. Auch die Fahrbahnbefestigung wird bei stärkerem Verkehr zu verändern sein. Die Kosten von Kleinpflasteranlagen oder Betondeckeneinbau fallen hauptsächlich dem Kraftwagenverkehr zur Last. Man könnte dem entgegenhalten, daß man mit den letzteren Maßnahmen doch schließlich eine Verminderung der Unterhaltungskosten herbeiführe, daß also keine Verteuerung eintrete; denn für die Unterhaltungskosten sei doch bereits ein angemessener Betrag in Rechnung gestellt. Wie die Abnutzung gewöhnlicher Straßendecken durch starken und schweren Kraftwagenverkehr beeinflußt wird, ist aber noch nicht nach Maß und Zahl festgestellt. Sicher ist nur, daß allein nur eine besonders geschützte, also neu hergestellte und ziemlich teure Decke den Angriffen der Fahrzeuge auf die Dauer gewachsen ist, daß nur bei einer solchen mit einer mäßigen Instandhaltungsquote gerechnet werden kann. Deshalb erscheint es uns unzulässig, die Anlagekosten einer Straße für Lastkraftwagenverkehr außer Berechnung zu lassen. Außerdem wird man schon aus gesundheitlichen Gründen mit Rücksicht auf die Anwohner und die Fußgänger Aufwendungen für eine Verbesserung der Fahrbahn zu machen haben.

Am ehesten noch wird der Lastkraftwagen den Bau von Schmalspurbahnen entbehrlich machen können, weil deren Fahrzeuge nicht ohne weiteres auf die Hauptbahnen übergehen können und hier als wirtschaftlich nachteilig die Kosten für das Umladen oder den Rollbockverkehr ins Gewicht fallen. Beim Bau von vollspurigen Anschlußstrecken wird man zu erwägen haben, ob die zugebrachten Güter auf der Hauptstrecke weiterlaufen. Man darf dann nicht die neue Anschlußlänge allein, sondern man muß die gesamte Förderweite in die Rechnung einsetzen. Maßgebend ist vor allem die Menge der Fördergüter. Bei starkem Verkehr ist die wirtschaftliche Überlegenheit der Eisenbahn unerschütterlich. Sie ist auch auf kleinen Förderlängen möglich, wenn die Verladeanlagen verbessert werden. Insbesondere sei hier an den Vorschlag erinnert, Wagenkästen von Rollgestellen der Eisenbahnen auf die Fahrgestelle von Kraftwagen

zu übernehmen und umgekehrt. Hierbei ist gedacht, den Wagenkasten von Güterwagen durch zwei getrennte Kästen zu ersetzen, die einzeln auf die Kraftwagengestelle übergeschoben werden.

Zur Abnutzungsfrage, die — je mehr wir von der vereinzelten Kraftwagenfahrt zum regelmäßigen Massenverkehr übergehen — den Kern der Berechnungen bildet, gibt die genannte Veröffentlichung an, daß gewöhnliche Personenkraftwagen 3 Pfg/km Abnutzungskosten verursachen.

Die erheblich höheren Zerstörungen durch schwere Wagen, die sich bei größerer Geschwindigkeit noch weiter steigern, könne man durch gute Wahl der Felgenbreite vermindern. Hierbei ist auch an die günstige Wirkung der vierrädrigen Antriebes — wie er an Wagen auf der Londoner Wegebauausstellung zu finden war — zu denken. Vorteile seien ferner durch Anwendung von Luftgummireifen zu erreichen, die man aus diesem Grunde in Amerika bis zu einem Achsdruck von 3 t verwende.

Als Regelwert wird für einen Lastkraftwagen 5 t Nutzlast angenommen. 7,5 t seien für die gegenwärtige Beschaffenheit der Landstraßen — nach amerikanischen Beobachtungen — zu viel. Im Personenverkehr seien die Verhältnisse in Amerika so, daß in Kraftwagen siebenmal so viel Menschen befördert werden, wie in der Eisenbahn. In Europa, besonders in Deutschland, liegen die Bedingungen jedoch ganz anders. Unsere dichte Besiedelung und der Mangel an eigenen Brennstoffen für den Kraftwagenverkehr gibt den Eisenbahnen ein erhebliches Übergewicht. Wenn wir auch von unsern Kohlenschätzen viel verloren haben, so wird sich mit dem uns verbliebenen Teile weit eher ein Massenverkehr ermöglichen lassen, als mit dem eingeführten Benzin oder den beschränkten Benzolmengen.

Der norwegische Fachmann hat am Schluß seines Vortrages u. a. folgende Forderung erhoben:

„In den Gemeinden, wo keine Eisenbahnen vorhanden sind oder in der nächsten Zukunft gebaut werden, muß ein gut geregelter ständiger Kraftwagenverkehr für Personen und Waren eingeführt werden. Da die eingerichteten Kraftwagenstraßen sich wegen der Verminderung der Frachtkosten verzinsen werden, so haben die Gemeinden und der Staat für die Aufbringung der Anlage- und Ausbesserungskosten zu sorgen."

Hierbei fällt auf, daß immerhin nicht gefordert wird, statt Nebenbahnen Kraftwagenverbindungen zu schaffen, sondern daß letztere nur dann angelegt werden sollen, wenn man eine Nebenbahn nicht bauen will. — Die Verzinsung der Kraftwagenstraßen wird für die Gemeinden nur eintreten, wenn man Verkehrsabgaben erhebt. Andernfalls tritt nur eine Verbilligung des Verkehrs ein, während dem Staate oder der Gemeinde die Verzinsung der Anlagekosten verbleibt. Daß sich unter den gegenwärtigen Verhältnissen Staat und Gemeinden dazu nicht bereitfinden wollen, hat der Wegebaukongreß in London gezeigt, der schon stark mit Verkehrsabgaben rechnete. So beklagenswert Verkehrsabgaben wegen der Belastung und der Belästigung des Verkehrs auch sind, besitzen sie doch den Vorteil, in dem Frachtpreise die tatsächlichen Unkosten der betreffenden Verkehrsart einigermaßen klar zum Ausdruck zu bringen. Solange die Straßen dem Kraftwagen völlig kostenlos zur Verfügung standen, entstand eine ähnliche Benachteiligung der Eisenbahn gegenüber dem Kraftwagen wie vor der Einführung von Schiffahrtsabgaben, die doch ebenfalls die Aufwendung des Staats für den Verkehrsweg wieder hereinbringen sollten, gegenüber dem Wasserverkehr.

Uns scheint vor allem die Herstellung bestgeeigneter Kraftwagenstraßen in dichtbevölkerten Gebieten eine Forderung für die nächste Zukunft zu sein; ebenso erscheint uns die Anlage besonders gesicherter Kraftwagenstrecken bei starkem Pendelverkehr geboten. In Fällen mittleren und kleinen Verkehrs wird stets von Fall zu Fall entschieden werden müssen. Hierbei sind stets die Aufwendungen für etwaige Herstellung, Veränderung oder Erneuerung des Weges und seiner Fahrdecke und die Steigerung der Unterhaltungskosten in Rechnung zu stellen. Dr.-Ing. W. Kunze-Dresden.

Verhalten des Betons im Seewasser.

Im Auftrage des Ministers der öffentlichen Arbeiten sind durch das Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde-West auf der Insel Sylt Versuche über das Verhalten des Betons im Seewasser ausgeführt worden. Den hierüber bereits in den Jahren 1900 und 1909 erschienenen Berichten des Materialprüfungsamtes ist nunmehr der Schlußbericht, verfaßt von Professor Burchartz, gefolgt. Er ist in den Mitteilungen des Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde-West 1919, 3. und 4. Heft veröffentlicht und gelangt zu folgender Schlußfolgerung:

„Um in Seewasser widerstandsfähige Bauten zu erlangen, ist es notwendig, Zement zu verwenden, der möglichst reich an Kieselsäure, dagegen arm an Tonerde und Eisenoxyd ist. Solchen Zementen kann man, wenn sie nebenbei kalkreich sind, durch Traßzusätze unter gewissen Bedingungen für Seebauten größeren Wert verleihen. Entscheidend für die Haltbarkeit der Betonbauten im Meere ist aber die Verwendung möglichst dichter, für das Seewasser undurchdringlicher Mischungen, wie tunlichst ausreichende äußere Erhärtung der in See zu bringenden Körper in Wärme und an der feuchten Luft, bevor sie den Wirkungen des Seewassers ausgesetzt werden. Beton, dessen Mörtel mehr als $66^2/_3$ vH Sand enthält, wird im allgemeinen nicht die erforderliche Dichte aufweisen, um den Angriffen des Meeres lange Zeit Widerstand zu leisten."

Die Brechstange auf Rädern.

Eine nach Abb. 1 am unteren Ende mit zwei kleinen Rädern oder Rollen von etwa 75 mm Durchmesser und 40 mm Breite ausgerüstete, an der Spitze stark verbreiterte und mit Zahnung versehene Brechstange ist ein vielleicht nicht ganz unbekanntes, aber verhältnismäßig wenig gebrauchtes Werkzeug, das beim Bewegen schwerer Lasten, Bau- und Maschinenteile, Bausteine, Betonblöcke, Kisten usw. sehr gute Dienste leisten kann, soweit es sich um verhältnismäßig kurze Bewegungsstrecken handelt. Das gebräuchliche Verschieben mit Hilfe gewöhnlicher Brechstangen, unter Umständen mit Hilfe untergelegter Holz- oder Eisenrollen führt bekanntlich auch zum Ziele, ist aber umständlicher und verlangt, wenn die Rollen fehlen, wesentlich größeren Kraftaufwand, abgesehen davon, daß durch das Verschieben ohne Rollen die bewegten Stücke und der Boden, auf dem

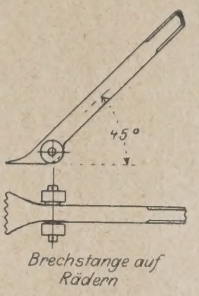


Abb. 1.

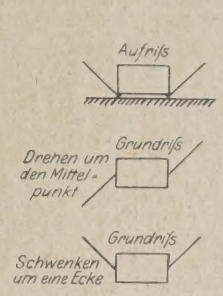


Abb. 2.

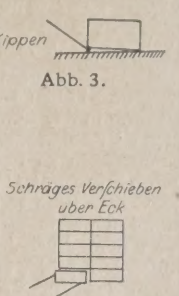


Abb. 3. Abb. 4.

die Verschiebung stattfindet, leicht beschädigt werden. Besonders dann, wenn man das zu bewegende Stück mit zwei oder mehreren solcher Brechstangen auf Rädern angreift, kann man, wie die Schemaskizzen Abb. 2 bis 4 zeigen, verschiedene Bewegungen sehr leicht ausführen, und die Möglichkeit, die Stange auf ihren Rädern auch unter der Last leicht drehen und damit die Bewegungsrichtung ändern zu können, muß als ein weiterer Vorteil angesehen werden, durch den man, wie durch die Brechstange auf Rädern überhaupt, erheblich an Kraft und Zeit sparen kann. O. B.

Bau einer Kaimauer auf einer Betonpfahlgründung in Gand (Belgien).

Am Kanal von Gand nach Terneuzen war in den Jahren 1860—65 am talwärtigen Hafenende von Gand eine Ufermauer von nur 50 cm Gründungstiefe gebaut worden. Auf der Wasserseite war eine Spundwand angebracht, die mit der Oberkante des Gründungskörpers = Flußsohle abschloß (vgl. Abb. 1).

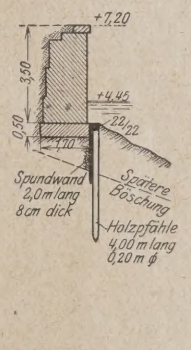


Abb. 1.

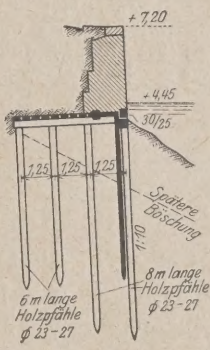


Abb. 2.

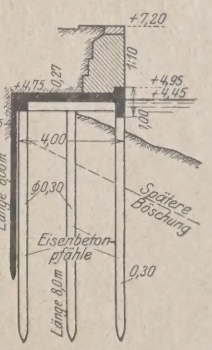


Abb. 3.

Infolge dieser besonders bei unsicherem Baugrunde unzulänglichen Gründung neigte sich die Mauer unter der Einwirkung des Hinterfüllungsdruckes nach vorn. Dieser Vorgang vollzog sich ganz allmählich und führte zu einem Überhang von 14 cm/m = 1 : 7. Gleichzeitig hatte man jedoch während der Jahre 1895 bis 1908 die völlige Unveränderheit der unter 1 : 3 anschließenden Flußsohle beobachtet. Hingegen hatten sich Unregelmäßigkeiten im Längsprofil am Kopfbalken der Pfähle gezeigt, die auf eine Verdrückung der Pfahlreihe und die von ihnen gestützten Spundwand schließen ließen.

Da eine Verschlimmerung befürchtet werden mußte, wenn die Flußsohle künftig eine andere Böschung erhielt, vgl. die Abb., hat man sich zu einer gründlichen Maßnahme entschlossen, die alte Mauer zu beseitigen und eine neue auf hölzerne, schräge Pfähle gegründete zu errichten beschlossen.

Wie Abb. 2 zeigt, sollten hölzerne Pfähle von 8 und 6 m Länge 1 : 10 geneigt eingerammt und oben durch Kopfbalken verbunden

werden. Ein Bohlenbelag, der durch Einbau von spundungsartig hervorstehenden Balken uneben gemacht werden sollte, sollte die Sohle für die neue Ziegelmauer bilden. Alle Holzteile sollten mindestens 40 cm unter dem Wasserspiegel liegen. Eine vordere Spundwand war zur Sicherung gegen Unterspülung oder Wegsacken des Bodens vorgesehen. Außerdem war (vgl. Abb. 2) auch der Bohlenboden oberhalb des Pfahlrostes weit nach hinten erstreckt. Dies erscheint uns überflüssig, denn beide Maßnahmen dienen dem gleichen Zweck die Erde vom Eindringen in den Kanalquerschnitt abzuhalten. Auch die Einrammung von Pfählen weit hinter der Rückfläche der Mauer erscheint uns nicht vorteilhaft. Diese Pfähle würden bedeutend mehr nützen, wenn man sie ebenfalls unmittelbar unter der Mauer angebracht hätte.

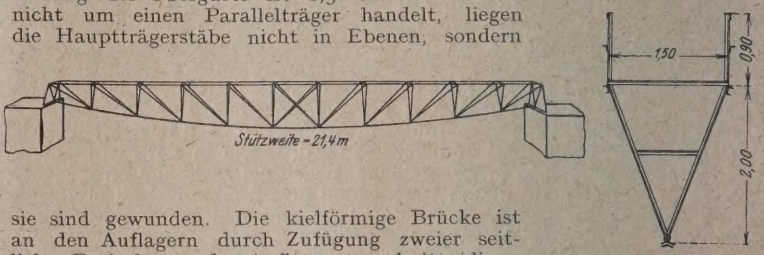
Ehe man zur Ausführung dieser Planung kam, begann der Krieg. Wegen der immer steigenden Dringlichkeit der Erneuerung hat man während der deutschen Besetzung eine 440 m lange neue Mauer errichtet, des Holzmangels wegen jedoch auf einem Eisenbetonpfahlrost (vgl. Abb. 3).

Die Eisenbetonpfähle haben 30 cm Durchmesser und sind 8 m lang und haben 1,80 m Entfernung in der Querrichtung, 1,72 m Entfernung in der Längsrichtung. Hinter den Pfählen verläuft eine 15 cm dicke Eisenbetonspundwand, um das Gelände landeinwärts vor dem Nachsacken zu bewahren. Die Köpfe der Pfähle sind in eine Eisenbeton-Rippenplatte eingebunden (Plattenstärke 27 cm). Die Plattenoberkante liegt 30 cm über Niedrigwasser. Ein Längsbalken von 1 m Höhe dient einerseits dem Ausgleiche der Pfahltragfähigkeiten, anderseits dem Abschluß des Pfahlunterbaues bis 50 cm unter Wasser. Außerdem bildet er, da er oben über die Platte vorsteht, einen Schutz gegen das Vorwärtsgleiten der Mauer. Auch bei dieser Ausführung bildet die weite rückwärtige Ausdehnung des Pfahlrostes mit seiner Plattform eine wenig günstige Abweichung gegen deutsche Verhältnisse.

Die Mischungsverhältnisse für den Beton haben betragen: bei den Pfählen und den Spundbohlen 1 cbm Steinschlag oder Kies von 5 — 25 mm Korngröße, 0,250 cbm Sand und 450 kg Zement; für die übrigen Teile ist nur 300 kg Zement verwendet worden. (Nach Génie civil vom 21. Februar 1920.) Kze.

Eigenartige Gestaltung eines Fußgängersteges.

An Stelle einer im Kriege zerstörten Brücke über die Meurthe in Neuf-Cours, 18 km südöstlich von Nancy, hat die französische Eisenbauanstalt Louis Perbal einen Behelfsfußgängersteg in Parabelträgerform hergestellt. Fachwerksform N. Die Träger liegen nicht lotrecht, sondern haben einen gemeinsamen Untergurt. Die Entfernung der Obergurte ist 1,50 m. Da es sich nicht um einen Paralleträger handelt, liegen die Hauptträgerstäbe nicht in Ebenen, sondern



sie sind gewunden. Die kielförmige Brücke ist an den Auflagern durch Zufügung zweier seitlicher Dreiecke an den Auflagerquerschnitt (dieser bildet eine M-Form) seitlich sicher gelagert. Die Stützweite beträgt 21,4 m, die Trägerhöhe in Brückenmitte 2 m, an den Auflagern 1,0 m, das gesamte Eigengewicht: 2000 kg. Die Brücke ist für die Belastung mit nur einer Person bestimmt. Sie hat jedoch bei einer Probebelastung auf dem Werke 104 Personen getragen und dabei eine Durchbiegung von nur 5 mm gezeigt. (Nach Génie civil vom 31. Januar 1920.) Kze.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

VEREINSNACHRICHTEN USW.

Abgeordneten-Versammlung des Verbandes Deutscher Architekten und Ingenieure.

Die 45. Abgeordneten-Versammlung des Verbandes findet in diesem Jahr am 28. bis 30. August in Braunschweig statt. Im Zusammenhang mit ihr ist eine rückblickende Ausstellung Braunschweiger Bauten und sind Besichtigungen in Braunschweig selbst und in Wolfenbüttel geplant. Die reichhaltige Tagesordnung betrifft neben rein geschäftlichen Angelegenheiten und einer Reihe von Fragen, die sich auf innere Fragen des Verbandes beziehen — Neuorganisationen der Verbandsverfassung, Bericht über die Frage der Verbandszeitschrift, Veranstaltungen zum 50-jährigen Verbandsjubiläum 1921 und Wahl des Tagungsortes — noch eine Reihe allgemeiner Fachfragen, die sich aus der Umgestaltung aller Verhältnisse in Reich Staat und den Gemeinden und ihre Rückwirkung auf das Bauwesen und die Stellung der Techniker ergeben. Dazu kommen die jetzt so wichtlgen Fragen des Bauordnungs-, Wohnungs- und Siedelungswesens.

Bau- und Siedlungsmesse.

Die Vereinigung der Leipziger Messe-Aussteller für Bau- und Wohnwesen e. V. wird, wie wir hören, die Sondergruppe für Bauen und Wohnen auf der Leipziger Technischen Messe in großzügiger Weise auch auf das Siedlungswesen ausdehnen. Es sollen ab 1921 außer den Gebieten des Baufaches, der Architektur, des Wohnwesens, der Baumaschinen, der Baustoffindustrie usw. Probehäuschen in den verschiedenen neuartigen sparsamen Bauweisen mit Mustergärten in vorbildlicher Ausführung gezeigt werden. Der Rat der Stadt Leipzig hat zu diesem Zweck das Ausstellungsgelände der Intern. Baufach-Ausstellung 1913, woselbst sich bereits die Technische Messe befindet, und einige Hallen zur Verfügung gestellt. Durch volkstümliche Lichtbildervorträge mit anschließender Aussprache sollen die neuartigen sparsamen Bauweisen der Allgemeinheit bekanntgegeben werden. Der Reichssiedlertag wird erstmalig zur bevorstehenden Herbstmesse seine Tagung anläßlich der Leipziger Technischen Messe abhalten.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Versprechen eines Architekten, daß die Kosten eines Baues eine bestimmte Höhe nicht überschreiten würden.

(Reichsger. VII. 81/19.)

(Nachdruck verboten.) Ein Architekt hatte die Leitung und Beaufsichtigung eines Umbaues übernommen, indem er die ausdrückliche Zusicherung gab, die Baukosten würden insgesamt nicht mehr als 77 000 Mark betragen.

Der Bau war fast beendet, als der Architekt starb. Nun klagten die Erben gegen den Bauherrn mit dem Antrage, ihnen bestimmte Auslagen zu ersetzen, die der Verstorbene aus seiner Tasche für den Bau gemacht hatte.

Der Beklagte wandte ein, er habe bereits mehr als 77 000 Mark für den Bau bezahlt, und das führte denn auch zur Abweisung der Klage.

Das Reichsgericht sprach sich dahin aus, die Gültigkeit des von dem verstorbenen Architekten gegebenen Garantieversprechens könne nicht damit bekämpft werden, daß es unmöglich war, den Bau so, wie er ausgeführt worden ist, für 77 000 M herzustellen. Denn abgesehen davon, daß eine Unmöglichkeit, den Bau für 77 000 M herzustellen bei entsprechender Anpassung an die Bausumme von vornherein keineswegs bestand, würde diese Unmöglichkeit auch gar nicht die von dem Architekten übernommene Leistung aus dem Garantieversprechen, sondern höchstens den Erfolg betroffen haben, für den einzustehen sich der Architekt verpflichtet hatte. Diese Unmöglichkeit bewirkte aber keine Nichtigkeit des Garantieversprechens auf Grund des § 306 BGB. Denn auch wer sich verbindlich macht, für einen unmöglichen Erfolg einzustehen, übernimmt eine mögliche Verpflichtung, da in dem Einstehen für den Erfolg seine Leistung liegt und diese Vertragspflicht möglich bleibt, auch wenn der Erfolg selber nicht eintreten kann. Ob dieser erreicht werden kann, ist nur dann erheblich, wenn jemand sich verpflichtet hat, einen bestimmten Erfolg herbeizuführen. Denn hier bildet die Herbeiführung des Erfolges den Inhalt der übernommenen Leistung, sodaß in diesem Falle der Vertrag allerdings auf eine unmögliche Leistung gerichtet ist, wenn der beabsichtigte Erfolg nicht eintreten kann. Aber diesen Inhalt hatte der hier fragliche Vertrag nicht. Der Sinn desselben ging nicht dahin, daß der Architekt durch sachgemäße Leitung und vorteilhafte Vertragsabschlüsse mit den Lieferanten und Handwerkern bewirken sollte, daß der Umbau nicht mehr als 77 000 M kostete, sondern er war nach den getroffenen Feststellungen der, daß der Verstorbene sich verpflichtete, das Mehr gegebenenfalls aus seiner Tasche zu tragen. Diese Verpflichtung aber war erfüllbar, auch wenn es tatsächlich nicht möglich war, den Umbau für den festgesetzten Preis von 77 000 M herzustellen. rd.

Zur Begriffsbestimmung des Betriebsunfalles.

(Reichsvers.-Amt, I a 3213/18. Nr. 6308.)

(Nachdruck verboten.) Ein Vorarbeiter in einer Fabrik hatte an der Beerdigung eines tödlich verunglückten Mitarbeiters teilgenommen und dann die Straßenbahn bestiegen, um nach Hause zu fahren, sich dort umzukleiden und sich wieder zur Arbeit zu begeben. Nach seiner Angabe stürzte er während der Fahrt infolge eines plötzlichen Ruckes von der hinteren Plattform des Vorderwagens und wurde vom Anhänger überfahren. Wegen der Verletzung erhielt er nach langem Prozessieren die Unfallrente, da das Reichsversicherungsamt annahm, er habe die Straßenbahn benutzt in Erledigung seines Auftrages, an der erwähnten Beerdigung teilzunehmen.

Später erfuhr die Berufsgenossenschaft, daß der Vorarbeiter nicht infolge eines Rucks von der Straßenbahn gestürzt sei, sondern daß er beim Abspringen von dem Straßenbahnwagen den Unfall erlitten habe. Infolgedessen betrieb die Berufsgenossenschaft das Wiederaufnahmeverfahren, das Reichsversicherungsamt beließ es aber bei dem früheren Urteil.

Die Rechtsprechung des Reichsversicherungsamtes über die Einwirkung eigenen Verschuldens des Verletzten auf das Zustandekommen von Unfällen hat sich stetig in einem für die Versicherten günstigeren Sinne entwickelt. Allerdings ist daran festzuhalten, daß Unfälle beim Betriebe nur solche sind, die mit ihm in ursächlichem Zusammenhange stehen. Es ist somit stets zu prüfen, ob die unfallbringende Tätigkeit, die sich als schuldhaftes Handeln darstellt, dem Betrieb zuzurechnen ist oder nicht. Die Zurechnung zum Betriebe wird jedenfalls dann abzulehnen sein, wenn betriebsfremde Zwecke auf Absicht und Verhalten des Versicherten eingewirkt haben, derart, daß die Beziehung jener Tätigkeit zum Betriebe bei Bewertung der Unfallursachen als unerheblich ausgeschieden werden muß. Dies träfe zu, wenn beispielsweise ein Unfall sich ereignete, indem ein Arbeiter in der Fabrik einen verbotenen Bezirk betritt, um sich mit seinem Unternehmen zu brüsten, oder wenn ein versicherter Monteur auf einer Betriebsreise aus dem in voller Fahrt befindlichen Selbstfahrer springt, um seine Gewandtheit zu zeigen. Bei jedem dieser Beispiele würde gegenüber dem betreiebsfremden Zwecke der unfallbringenden Tätigkeit der Betrieb selbst als unwesentliches Glied in der Ursachenreihe anzusehen sein.

Im vorliegenden Falle jedoch fehlt jeder Anhalt, daß betriebsfremde Zwecke für das Verhalten bestimmend gewesen sind. Letzteres ging vielmehr nur dahin, schnell die Wohnung zu erreichen, um dort die bessere Kleidung mit dem Arbeitsanzuge zu vertauschen und dann zur Arbeit zurückzukehren. Der Unfall muß daher in jedem Falle als Betriebsunfall charakterisiert werden. rd.

Inwieweit begründet die dem angestellten Ingenieur bei seinem Engagement auferlegte Schweigepflicht über Gewerbe- und Geschäftsgeheimnisse dessen Recht zur Zeugnisverweigerung über Patentverletzungen.

(Kammerger. 10 W. 2882/19.)

(Nachdr. verb.) Die Klägerin hatte in Erfahrung gebracht, daß die Beklagte bestimmte Apparate an eine ausländische Regierung verkaufthabe. Diese Apparate, so behauptete die Klägerin, zeigten alle Merkmale des ihr — der Klägerin — gehörigen Patents, und demgemäß forderte sie von der Beklagten Unterlassung weiterer Patentverletzungen, Rechnungslegung und Schadensersatz.

Im Laufe des Prozesses wurde die Vernehmung zweier Ingenieure angeordnet, die bei der Beklagten angestellt waren und über die Behauptung der Klägerin, daß die innere Einrichtung der verkauften Apparate derjenigen der von der Klägerin hergestellten Apparate entspräche, vernommen werden sollten.

Die beiden Ingenieure verweigerten ihr Zeugnis, indem sie sich darauf beriefen, daß sie durch ihren Anstellungsvertrag verpflichtet seien, die Tatsachen des Bestehens oder Nichtbestehens einer Geschäftsbeziehung, einer Offerte, eines Auftrages oder einer Lieferung streng geheim zu halten. Weiter stützten sie sich auf die Vorschriften der §§ 383, 5 und 384, 1 u. 3 der Zivilprozeßordnung, und ferner machten sie geltend, daß sie ihre Entlassung zu befürchten hätten, wenn sie gegen die ihnen vertraglich auferlegte Schweigepflicht verstießen.

Das Landgericht hatte sich dahin ausgesprochen, daß die Ingenieure nicht berechtigt seien, ihr Zeugnis zu verweigern, da die ihnen vertraglich auferlegte Schweigepflicht nicht die im Gesetze begründete Zeugnispflicht aufhebe. Weder auf § 383, Nr. 5 könnten die Ingenieure ihre Zeugnisverweigerung stützen, da sie als Angestellte eines gewerblichen Unternehmens nicht zu denjenigen Personen gehören, denen — wie Beamten, Rechtsanwälten, Ärzten — das Publikum Geheimnisse anvertrauen muß, zu deren Geheimhaltung die genannten Personen dann berufsmäßig verpflichtet sind, noch auf § 384, Nr. 3, wonach das Zeugnis verweigert werden kann über Fragen, welche der Zeuge nicht würde beantworten können, ohne ein Kunst- oder Gewerbegeheimnis zu offenbaren. Die Klägerin kennt ja sowohl die Abnehmer wie auch die Art der gelieferten Apparate und deren Beschaffenheit genau. Ebensowenig könne § 384, Nr. 1 zur Anwendung kommen, denn diese Vorschrift gibt dem Zeugen nur dann das Recht, die Aussage zu verweigern, wenn ihm die Beantwortung der gestellten Frage einen unmittelbaren vermögensrechtlichen Schaden verursachen würde. Wenn die beiden Zeugen in dieser Beziehung geltend machen, sie hätten bei Verletzung ihrer Schweigepflicht mit der Entlassung zu rechnen, so reicht das zur Anwendung des § 384, Nr. 1 nicht aus. Hierzu ist erforderlich, daß unmittelbar durch die Beantwortung der Frage, durch den Inhalt der Antwort, ein Vermögensschaden entstehen könne.

Auf die sofortige Beschwerde der Zeugen hat das Kammergericht die Zeugnisverweigerung für begründet erklärt.

Die Anwendbarkeit des § 383, Nr. 5 der Zivilprozeßordnung ist allerdings zu verneinen. Anders jedoch — so führte das Kammergericht aus — verhält es sich mit der Vorschrift des § 384, Nr. 3, die nicht nur Herstellungsgeheimnisse, sondern auch Gewerbegeheimnisse trifft. Ohne Bedeutung ist es, daß die Klägerin die Apparate und deren Abnehmer kennt. Ausschlaggebend ist, ob die Zeugen durch Beantwortung der gestellten Fragen Tatsachen offenbaren würden, an deren Nichtoffenbarung die Zeugen und ihre Firma noch jetzt ein erhebliches rechtliches Interesse haben. Das ist unbedingt der Fall. Es handelt sich nicht um Waren, deren Einrichtung dem Käufer klar erkennbar ist. Es muß ihm wohl die Bedienung des Apparates erläutert werden, nicht aber auch die innere Einrichtung, die äußerst kompliziert ist. Sollen die Zeugen die gestellten Fragen beantworten, so müssen sie die innere Einrichtung völlig offenlegen. — Auch § 384, Nr. 1 muß den Zeugen zugute kommen, denn sie würden durch Beantwortung der gestellten Fragen gegebenenfalls eine Patentverletzung einräumen und sich selbst der Gefahr einer Inanspruchnahme durch die Klägerin aussetzen. rd.

Haftpflicht der Gemeinde wegen Gesundheitsschädigung von Gemeindeangehörigen durch bleihaltiges Leitungswasser.

(Reichsger. VI 455/19.)

(Nachdruck verboten.) Mehrere Einwohner einer Gemeinde strengten gegen diese Klage an wegen Gesundheitsschädigung, die ihnen durch bleihaltiges Leitungswasser zugefügt worden wäre.

In Übereinstimmung mit der Vorinstanz hat das Oberlandesgericht Dresden den Anspruch für berechtigt erachtet. Der Einwand der beklagten Gemeinde, der Rechtsweg sei nicht zulässig, ist hinfällig, so heißt es in den Gründen; denn es handelt sich hier um den Anspruch auf Ersatz von Schäden, die durch die Verletzung einer öffentlich-rechtlichen Pflicht entstanden sind. Ein solcher Anspruch ist aber regelmäßig nach den Vorschirften des bürgerlichen Rechts zu beurteilen und im geordneten Rechtswege zu verfolgen.

Nach den getroffenen Feststellungen und auf Grund der Gutachten der vernommenen Sachverständigen kann es einem Zweifel nicht unterliegen, daß infolge des bleihaltigen Leitungswassers Bleierkrankungen vorgekommen sind und daß dies auch bei den Klägern der Fall war. Für den dadurch entstandenen Schaden hat die Gemeinde aufzukommen. Das zwischen den Klägern und der Beklagten hinsichtlich der Benutzung der Wasserleitung bestehende Rechtsverhältnis ist als ein vertragsähnliches anzusehen. Legt eine Gemeinde eine Wasserleitung an, so geschieht dies in Erfüllung einer öffentlichen Pflicht und in der Absicht, die Mitglieder der Gemeinde aus Gründen der Gesundheitspflege mit gutem Trinkwasser zu versehen. Die Anlage einer solchen dem Gemeinwohle dienenden Wasserleitung, die die Einwohner des betreffenden Ortes vielfach zwingt, ihr Trinkwasser ausschließlich aus der Leitung zu entnehmen und ihnen die Möglichkeit einer anderweitigen Versorgung gar nicht beläßt, begründet die Verpflichtung der Gemeinde, nur gutes, der Gesundheit zuträgliches Wasser zu liefern. Sie übernimmt mit dem Abschlusse eines solchen öffentlich-rechtlichen Wasserentnahmevertrages die Garantie dafür, daß ihre Gemeindemitglieder durch den Genuß des Wassers, auf das jedermann unbedingt angewiesen ist, keinen Schaden an ihrer Gesundheit erleiden, und sie haftet, wenn das Wasser Gift enthält und die es Genießenden an der Gesundheit schädigt. Diese Haftung folgt ohne weiteres aus dem öffentlich-rechtlichen Vertragsverhältnisse, ohne daß es des Nachweises eines Verschuldens auf seiten der gesetzlichen Vertreter der Gemeinde bedürfte, zumal dieser Nachweis in vielen Fällen von dem Betroffenen gar nicht erbracht werden könnte. Die Revision der Gemeinde gegen dieses Erkenntnis blieb ohne Erfolg. Das Reichsgericht bestätigte lediglich das Urteil der Vorinstanz.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben, s. Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61).

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. V. 1920.

Kl. 37 d, Gr. 1. R 46 584. Franz Rahe, Osnabrück, Roopstr. 6. Kunststeintreppe. 30. IX. 18.

Kl. 80 b, Gr. 3. G 42 884. Joseph Freeman Goddard, London; Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. Hans Eyck, Magdeburg. Verfahren zur Herstellung von wasserdichtem Zement. 7. V. 15. Britische Priorität vom 3. VI. 14.

Kl. 80 b, Gr. 17. P 38 369. Dr. Plönnis & Co., Berlin-Friedenau. Verfahren der Herstellung von ungebrannten Baustoffen. 5. IX. 19.

Kl. 80 b, Gr. 17. P 39 096. Dr. Plönnis & Co., Berlin-Friedenau. Verfahren zur Herstellung von ungebrannten Baustoffen; Zusatz zur Anmeldung P 38 369. 1. X. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 17. Mai 1920.

Kl. 37 a, Gr. 4. Sch 53 761. Gustav Scheinpflug, Zeulenroda. Hohlmauer mit sich kreuzenden Eiseneinlagen. 13. IX. 18.

Kl. 42 c, Gr. 1. H 79 139. Dipl.-Ing. Fritz Hartmann, Berlin, Nürnberger Str. 40. Lotstativ. 28. XI. 19.

Kl. 42 c, Gr. 4. K 45 906. Dipl.-Ing. Georg Gaderhuber, Landshut, Neustadt 505. Einrichtung zur Übertragung von Fernrohreinstellungen von Zielbeobachtungsstationen nach Auswertungsstationen. 18. VI. 17.

Kl. 42 c, Gr. 6. R 48 969. Friedrich Romeiß, Dresden. Dornblüthstraße 26. Vorrichtung zum Übertragen von Höhenmaßen. 1. XII. 19.

Kl. 42 c, Gr. 20. M 65 637. Maschinenbau-Akt.-Ges. Balcke, Abt. Maschinenfabrik Frankenthal, Frankenthal, Pfalz. Einrichtung zur Bestimmung der Verlustmengen infolge Undichtigkeiten in Wasserleitungen, die von Hochbehältern führen. 12. V. 19.

Kl. 65 a, Gr. 58. S 49 373. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Verfahren zur elektrischen Kennzeichnung von Schiffahrtsstraßen. 19. XII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 20. Mai 1920.

Kl. 20 i, Gr. 11. K 72 558. Eugène Xavier Klein, Paris; Vertreter: Patentanwälte Dr. W. Karsten, Dipl.-Ing. Dr. C. Wiegand, Berlin SW 11. Signalstellvorrichtung. 1. IV. 20. Französische Priorität vom 23. V. 17.

Kl. 20 i, Gr. 17. H 80 530. Wilhelm Hammer, Hannover, Eichstr. 21b. Vorrichtung zum Stellen einer Weiche während der Fahrt. 3. IV. 20.

Kl. 37 b, Gr. 2. B 89 177. Wilhelm Bauer, Höchst a. M., Mittelweg 14. Aus einer ebenen Furnierplatte gebogener Deckenhohlkörper von annähernd rechteckiger Querschnittsform. 15. IV. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 25. Mai 1920.

Kl. 19 d, Gr. 1. Sch 56 143. Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde, Zehlendorfer Str. 19. Verfahren zur Entlastung bestehender Eisenbahngewölbe. 6. IX. 19.

Kl. 19 d, Gr. 4. K 71 255. Ferdinand Kaufholz, Kassel, Maulbeerplantage 4. Verankerung der Trag- und Ausgleichseile. 17. XI. 19.

Kl. 20 i, Gr. 8. M 65 476. Méguin A.-G., Dillingen, Saar. Weichenzungenbefestigung. 26. IV. 19.

Kl. 20 i, Gr. 41. St 32 605. Otto Stuppi, Herne, Westf., Hochstr. 31. Registrierapparat für den Eisenbahn - Sicherungsdient. 20. XI. 19.

Kl. 80 c, Gr. 13. F 44 481. Felix Fuchs, Wien; Vertreter: Max Richter Penig i. Sa. Entleerungsvorrichtung für Schachtöfen zum Brennen von Zement, Kalk, Magnesit u. dgl. 16. IV. 19.

Kl. 80 c, Gr. 13. T 23 153. Rudolf Thiele, Höxter a. d. Weser. Staubdichte Austragevorrichtung für Schachtöfen. 24. IX. 19.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 68 160. Hermann Otto Kurth, Lauter i. Sa. und Paul Mögel, Dresden, Zinnwalder Str. 1. Selbsttätige Umsteuerungsvorrichtung für einen Bagger, der von einem auf Längsgleisen fahrbaren und durch ein Quergleis verbundenen Wagengestellen ruhenden Wagen getragen wird. 20. II. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 17. V. 1920.

Kl. 5 c, Gr. 1. 323 412. Albert François, Hatfield bei Doncaster, England; Vertreter: Patentanwalt E. Peitz, Berlin SW 68. Verfahren zum Versteinern von wasserhaltigen, rissigen Bodenschichten durch Zementeinspritzen. 5. IV. 14. F 38 600. Belgische Priorität vom 20. III. und 21. III. 14.

Kl. 20 g, Gr. 1. 323 466. Eschweiler Bergwerksverein, Eschweiler-aue. Drehscheibe mit geteilten Hauptträgern. 23. III. 18. E 23 038.

Kl. 20 i, Gr. 10. 323 427. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Flüssigkeitsantrieb mit Haltfalleinrichtung für Signalflügel. 19. XII. 18. S 49 367.

Kl. 20 i, Gr. 27. 323 476. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., Akt.-Ges., Braunschweig. Signalvorrichtung mit mehreren, wechselweise hervorzurufenden Zeichen. 27. VIII. 19. E 24 326.

Kl. 20 i, Gr. 33. 323 477. Alfred Klein, Dresden, Amalienstr. 1. Vorrichtung an Lokomotiven gegen Überfahren der Signale. 14. VI. 19. K 69 209.

Kl. 20 i, Gr. 35. 323 537. James Bernard Regan, New York, V. St. A.; Vertreter: Patentanwalt R. H. Korn, Berlin SW 11. Zugkontrollsystem. 29. XI. 19. R 48 914.

Kl. 37 a, Gr. 6. 323 555. Emil Neupert, Stuttgart, Johannisstr. 49. Freitragendes Dach; Zusatz zu Patent 312 520. 20. VIII. 18. N 17 474.

Kl. 37 b, Gr. 3. 323 441. Dr.-Ing. Karl Mautner, Düsseldorf, Immermannstr. 66. Verfahren zur Herstellung eines Eisenbetonstreckbalkens, der mit einem bleibenden eisernen Hängewerk verbunden ist. 20. X. 18. M 64 166.

Kl. 70 e, Gr. 7. 323 453. Ernst Trepte, Hamm in Westf., Nordstr. 11 und Hugo Plöttner, Hannover, Liebigstr. 4. Reißzwecke mit am Rande der Platte vorgesehenen Nägeln. 21. VI. 19. T 22 877.

Kl. 80 a, Gr. 7. 323 518. H. R. Marsden Limited und Neil Taylor, Leeds, England; Vertreter: Patentanwalt E. W. Hopkins, Berlin SW 11. Heiz- und Trockenvorrichtung an Maschinen zur Erzeugung von Teer-Steinschlag u. dgl. 17. II. 14. M 55 201. Englische Priorität vom 16. VIII. 13.

Kl. 80 a, Gr. 8. 323 519. Charles Edouard Candlot, Paris; Vertreter: Patentanwalt E. Lamberts, Berlin SW 61. Verfahren und Vorrichtung zum Löschen von Kalk in einem senkrechten Behälter. 26. IX. 13. C 23 891. Französische Priorität vom 29. XI. 12 für die Ansprüche 1 und 2 und vom 12. IX. 13 für die Ansprüche 3 und 4.

Kl. 80 b, Gr. 3. 323 290. Heinrich Cappenberg, Berlin, Holzgartenstraße 4. Verfahren zur Behandlung von Zementrohmasse. 29. I. 19. C 27 798.

Kl. 80 b, Gr. 3. 323 521. Dr. André Helbronner, Paris; Vertreter: Patentanwälte G. Dedreux, A. Weickmann und H. Kauffmann, München. Verfahren zur Herstellung von weißem Zement. 26. IV. 14. H 66 210. Französische Priorität vom 25. IV. 13.

Kl. 80 b, Gr. 18. 323 526. Gottfried Schalk, Düsseldorf-Oberkassel, Luegallee 35. Verfahren zur Herstellung von Steinen, Platten u. dgl. aus Bimsbeton. 12. IV. 19. Sch 54 967.

Kl. 84 c, Gr. 2. 323 471. Dipl.-Ing. Ernst Baumann, München, Mauerkirchstr. 10. Eiserne Spundwand aus Z-Eisen. 6. VII. 16. B 81 961.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 25. V. 1920.

Kl. 19 a, Gr. 15. 323 598. Mathilde Köhler, geb. Bauch, Franz Köhler und Hans Köhler, Cassel, Herkulesstr. 23. Schienenstoßverbindung mit quer zur Schiene keilartig wirkenden Sperrlaschen. 19. V. 17. K 64 152.

Kl. 19 a, Gr. 29. 323 658. Willy Lemmers, Coburg, Festungsstr. 9 b. Schienenklemmvorrichtung an Richtkreuzständern. 13. IX. 18. L 47 154.

Kl. 20 i, Gr. 11. 323 660. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., Akt.-Ges., Braunschweig. Stellvorrichtung für Signale u. dgl. mit mehr als zwei Stellungen. 21. XI. 19. E 24 614.

Kl. 20 i, Gr. 12. 323 661. Maschinenfabrik für Eisenbedarf G. m. b. H., Berlin. Selbstölende Drahtführungsrolle. 31. X. 18. M 64 255.

Kl. 37 a, Gr. 4. 323 911. Wilhelm Schütz, Schloßstr. 19 und Werner Siebel, Lindenstr. 255, Düsseldorf. Wand aus Eisenbetonfachwerk und Hohlplatten. 17. VII. 18. Sch 53 431.

Kl. 37 b, Gr. 3. 323 912. Otto Hetzer, Akt.-Ges., Weimar. Hölzerner Träger, dessen Gurtungen und dessen Steg aus mehreren übereinander gelagerten Lamellen bestehen. 17. V. 19. H 77 073.

Kl. 80 b, Gr. 1. 323 643. Dr.-Ing. Anton Hambloch, Andernach, Rhein. Verfahren zur Herstellung von Leichtbeton für Schiffbauzwecke. 13. III. 19. H 76 403.

Kl. 80 b, Gr. 24. 323 644. Julius Koßler, Treptow, Toll. Verfahren zur Herstellung von Zementgegenständen, wie Röhren, Wölbungen, Platten. 16. VII. 18. K 66 713.

Kl. 80 c, Gr. 13. 323 834. Fa. G. Polysius, Dessau. Austragevorrichtung für Schachtöfen. 24. IV. 15. P 33 920.

Kl. 85 a, 323 895. Conrad Meihof, Swinemünde. Einrichtung zur Ausscheidung und Entfernung von Luft oder Gasen aus Flüssigkeiten, insbesondere Wasser, unter Vakuum. Zusatz zu Patent 294 779. 24. XII. 15. M 58 946.

Kl. 85 b, Gr. 2. 323 887. Rasmussen & Ernst G. m. b. H., Chemnitz. Verfahren und Vorrichtung zum Entgasen und Entlüften von Flüssigkeiten, insbesondere Wasser. 17. II. 16. R 42 907.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Paul Brinkhaus, Anlagen zur Gewinnung von natürlichem und künstlichem Grundwasser. Die Vorarbeiten, der Bau und Entwurf. Druck und Verlag von R. Oldenbourg, München und Berlin, 1920. Preis gebunden 20 M.

Der erste Teil des vorliegenden Werkes beschäftigt sich mit den Anlagen zur Gewinnung von natürlichem Grundwasser. In den beiden ersten Abschnitten werden die theoretischen Grundlagen dieser Wasserversorgungsanlagen umfassend dargestellt.

Brinkhaus entwickelt als Widerstandsgesetz für die Bewegung des Grundwassers die Formel $h_{le} = c v_s^n$, wobei $h_{le} = \frac{h}{l}$ das Gefälle für die Längeneinheit, c einen Beiwert der Beschaffenheit des Untergrundes und v_s die scheinbare Geschwindigkeit des Grundwassers bedeutet. Die Werte c und v werden durch Pumpversuche ermittelt. Da der Wert von c in hohem Maße von dem Exponenten n der scheinbaren Grundwassergeschwindigkeit abhängig ist, wird die richtige Ermittlung des Wertes n durch Pumpversuche von besonderer Bedeutung. Als besonders beachtlich verweise ich auf die Kritik der Durchflußflächen, welche für die Absenkungslinie bei Brunnen in Grundwasserströmen mit freiem Wasserspiegel zugrunde zu legen sind. Die Einsetzung eines Wertes $F = 2 x \pi y$ ist nur für den Teil der Absenkung richtig, wo die Höhenlinien kreisförmige Gestalt annehmen. Die Absenkungslinie außerhalb der Entnahmegrenzen ist nicht in Zusammenhang zu bringen mit der Entnahme aus dem Brunnen. Hier ist nur ein mittelbarer Zusammenhang vorhanden, indem unterhalb des Brunnens der Durchflußquerschnitt frei wird, den das seitlich der Entnahmegrenze strömende Wasser auszufüllen sucht. Aber auch die Einführung der Querschnitte mit gleichen Höhen als Durchflußquerschnitt hat empfindliche Mängel. Nur wenn in jedem Teil des Querschnittes ein gleiches Einheitsgefälle vorhanden wäre, könnte diese Grundlage als brauchbar angesprochen werden. Je näher wir aber dem Entnahmebrunnen rücken, um so verschiedener wird innerhalb der Durchflußfläche das Einheitsgefälle. In der Achse des Entnahmebereiches ist das größte Einheitsgefälle. Gegen die Entnahmegrenzen zu nimmt es stetig ab. Bei gleicher Mächtigkeit der Wasserführung wird in der Achse die größte, in den Entnahmegrenzen die kleinste Wasserführung sein. Erst wenn die Höhenlinien geschlossene Gestalt annehmen, ergibt sich gleiches Gefälle auf die Längeneinheit und damit gleiche Wasserführung in jedem Punkte. Eine Gleichung aufzustellen, welche alle hier in die Erscheinung tretenden Vorgänge gebührend berücksichtigt, ist sehr schwierig. Nur einwandfrei durchgeführte Pumpversuche können daher die Absenkungslinie ermitteln.

Bei den Sickerleitungen weist Brinkhaus mit Recht darauf hin, daß sich mit den bis heute zu Gebote stehenden Kenntnissen nicht feststellen läßt, wie sich die Verhältnisse gestalten, wenn aus der Sammelleitung weniger Wasser entnommen wird als der Ergiebigkeit des Grundwassers entspricht.

Nach diesen theoretischen Auseinandersetzungen über die Absenkungslinie bespricht Brinkhaus eingehend die Vorarbeiten für den Bau von Grundwasserfassungen. Die Durchführung der Pumpversuche wird genau geschildert. Für die Auswertung der Versuchsergebnisse ist die Herbeiführung des Beharrungszustandes Erfordernis, des Gleichgewichtszustandes zwischen zuströmender und entnommener Wassermenge.

Brinkhaus hält 3 Pumpversuche für erforderlich, um die Versuchsergebnisse voll auswerten zu können. Die Ermittlung der Absenkungslinie wird auf zeichnerischem Wege erläutert. Es sei betont, daß dieses zeichnerische Verfahren sehr einfach zu handhaben ist. Bei Grundwasserströmen mit freiem Wasserspiegel wird für die Ermittlung des Exponenten n die Tatsache benützt, daß in unmittelbarer Nähe des Brunnens die Absenkungslinie für in Grundwasserströmen niedergebrachte und bewirtschaftete Brunnen in die Form der Absenkungslinie für Brunnen in ruhendem Grundwasser übergeht. Der Untergrundbeiwert c wird bei ruhendem Grundwasser mit freiem Wasserspiegel und bei ruhendem Grundwasser mit gespanntem Wasserspiegel mit Hilfe der gemessenen Absenkungen auf Grund der ermittelten Gleichungen der Absenkungslinie errechnet und die verschiedenen Werte ausgemittelt. Für Grundwasserströme mit freiem Wasserspiegel wird c aus der oben angegebenen Widerstandsgleichung errechnet. Mit den Ergebnissen von mindestens 2 Pumpversuchen bei verschieden großen Entnahmen bis zum Beharrungszustande läßt sich sodann die Ergiebigkeitsschaulinie aufzeichnen.

Im dritten Abschnitt bespricht Brinkhaus die Schachtbrunnenanlagen. Er empfiehlt die lichte Weite der Brunnen nicht kleiner als 1,5 m zu nehmen. Für die Stärke der Wandung des in Ziegelstein- oder Betonmauerwerk hochgeführten Brunnens wird $s = 10 D + 5 \div 12$ cm und für den in Eisenbeton auszuführenden Brunnen $s = 8 D + 5 \div 12$ cm angegeben. Unter den Senkschuhen empfiehlt Brinkhaus mit Recht den sorgfältig in Eisenbeton hergestellten. Eine Reihe aus langjährigen Erfahrungen erworbener Gleichungen stellt Brinkhaus für die Blechstärke der Senkschuhe, für deren obere Breite, für die Anzahl der Ankerschrauben und für deren Kernquerschnitt auf. Sodann wird die Ausführung der Schachtbrunnen in Ziegelsteinmauerwerk und in Stampfbeton besprochen. Von letzteren erwähnt er die besondere Schwierigkeit der Herstellung der Sickerschlitze. Für die Brunnenabdeckungen werden solche aus Betoneisen oder Eisenbeton empfohlen. Für die Sohle ist nach Möglichkeit Beton zu verwenden. Eingehend wird die Ausrüstung der Schachtbrunnen erörtert. Einsteigdeckel, Entlüftungsrohre, Einsteigleitern, Prüfungsbühnen, Entlastungsanker für die Saugschenkel der Saugrohre werden im einzelnen genau durchgesprochen, ferner wird die Anbringung der Schieber erörtert. Bei der Darlegung des Bauvorganges der Schachtbrunnen wird die Schwierigkeit der Ausführung des Brunnenmantels in Stampfbeton betont. Von einer guten und zweckmäßig ausgeführten Schalung ist hier alles abhängig. Wasserhaltung und Senken des Brunnens, Herstellung der Sohle und die Brunnenentsandung werden eingehend beschrieben.

Im vierten Abschnitt bespricht Brinkhaus die Sammelleitungsanlagen. Diese dienen zur Erschließung von nicht sehr mächtigen und tiefliegenden Grundwasserströmen. Im Interesse einer völligen Erschließung des Grundwasserstromes muß die Sickerleitung auf die wassertragende Sohle verlegt werden. Für die Berechnung der Ergiebigkeit, der Länge und der lichten Weite der Sickerleitungen werden brauchbare und handliche Formeln angegeben. Nach der Ausrüstung der Sammelleitungen bespricht er die Heberleitungen. Dieser Abschnitt bildet eine wertvolle Ergänzung des Abschnittes über Heber in dem Werke „Das Rohrnetz städtischer Wasserwerke" vom gleichen Verfasser. Im Abschnitt über den Bau der Sammelleitungen werden reiche Erfahrungen in der Grabenherstellung, in der Verlegung der Sickerrohrleitungen, in deren Spülung und Entsandung veröffentlicht.

Im nächsten Abschnitt werden die Rohrbrunnenanlagen behandelt. Hier wird festgestellt, daß die Ergiebigkeit einer Rohrbrunnenanlage durch eine größere Absenkung nur insofern erhöht wird, als dadurch eine größere seitliche Absenkung hervorgerufen wird. Die Ergiebigkeit der Rohrbrunnenanlagen, die Brunnenentfernung sowie die einzelnen Brunnenarten werden eingehend besprochen. Sehr gut dargestellt ist der Abschnitt über Rohrbrunnen für tiefliegende Grundwasserströme. Hier wird ein dem Bauingenieur meist fernerliegendes Gebiet klar und das Wesentlichste wiedergebend erörtert. Besonders hinzuweisen ist noch auf die Bestimmung der Maschen- und Schlitzweite für Rohrbrunnen. Der Bau von Rohrbrunnenanlagen und deren Entsandung wird in einer auf wohlbeobachtete Bauvorgänge sich gründenden Weise beschrieben.

Im zweiten Teile des vorliegenden Werkes werden die Anlagen zur Gewinnung künstlichen Grundwassers erörtert. Zunächst beschäftigt sich Brinkhaus mit den auf der natürlichen Versickerung von Oberflächenwasser beruhenden Anlagen. Ich möchte hier besonders auf die bei dieser Gelegenheit erörterte Entstehung der hohlen Absenkungslinie, die meist durch die Verschlammung des vom Oberflächenwasser zu durchdringenden Untergrundes erklärt wird, hinweisen. Wie Brinkhaus dartut, wird diese hohle Form der Absenkungslinie auch bei den Versickerungsbecken beobachtet, also bei den Anlagen, wo durch die in den Filterbecken angebrachte Filtersandschicht das Eindringen von Schlamm in den Untergrund verhindert wird. Sie ist darauf zurückzuführen, daß das in den Untergrund eintretende Wasser den verfügbaren Querschnitt nicht voll ausnützt. Das Einheitsgefälle wird infolgedessen größer. Mit zunehmendem Durchflußquerschnitt verkleinert es sich aber. Durch das immer kleiner werdende Gefälle kommt die hohle Form der Absenkungslinie zustande. Auf noch etwas sei hingewiesen. Der Ausgangspunkt der Versickerungslinie kann niemals die Höhe des Wasserspiegels im Flußlauf oder im Versickerungsbecken annehmen. Infolge des Durchgangs des Wassers durch das Ufer oder die Sandschicht erfolgt ein gewisser Druckabfall. Außerdem ist ein stetig wachsender Filterdruck notwendig, um das Wasser durch die sich bildende Filterschlammschicht zu drücken. Die Frage der Entfernung der Fassung vom Flußufer und die Ergiebigkeit der Fassung wird zutreffend erörtert.

In einem weiteren Abschnitt werden die Grundlagen der künstlichen Versickerung vom Oberflächenwasser behandelt.

Es ist mir bisher keine Arbeit bekannt geworden, die diesen wissenschaftlich noch wenig behandelten Gegenstand in so klarer Weise darstellen würde. Die Absenkungslinie teilt Brinkhaus in zwei Teile, deren Bezeichnung ich im Interesse der Einheitlichkeit bei der wissenschaftlichen Darstellung beizubehalten vorschlage: die Versickerungslinie, jene bereits erwähnte hohle Linie, und die eigentliche Absenkungslinie, eine erhabene Linie. Die rechnerische Bestimmung der Versickerungslinie bedarf noch weiterer Forschung.

Die Versickerung durch Becken, Brunnen und Versickerungsleitungen wird ausführlich erörtert. Die Ergebnisse werden sodann auf den Einfluß des versickerten Wassers auf einen Grundwasserstrom abgewandelt.

Bei der Beschreibung der Anordnung der Versickerungsanlagen empfiehlt Brinkhaus die Entfernung zwischen Fassung und Becken nicht geringer als 80 m zu nehmen. Die im Ruhrgebiet angewandte Entfernung von 50 m erachtet er auf Grund seiner Erfahrungen für zu gering. Allgemein spielen Verunreinigungsgrad und Keimgehalt des zur Versickerung gebrachten Oberflächenwassers die ausschlag-

gebende Rolle. Um die Temperatur möglichst gering zu halten, ist unter sonst gleichen Umständen eine größere Entfernung der Fassung erforderlich. Nach den Erfahrungen des Verfassers dürfen Filterbecken von etwa 6000 qm Filterfläche anfänglich mit 7 bis 8000 cbm Wasser täglich beschickt werden, wenn von beiden Seiten das Wasser gleichzeitig zugeleitet werden kann. Brinkhaus berichtet ausführlich über seine Versuche hinsichtlich der Leistungsfähigkeit von Filterbecken in Abhängigkeit von den erforderlichen Reinigungen. Durch geeignete Arbeitsweise beim Reinigungsbetriebe kann man die Leistungsfähigkeit der Versickerungsbecken bis zur Höchstleistung steigern. Die Breite der Versickerungsbecken ist für jene Wassermengen zu berechnen, die der Untergrund durchzulassen vermag. Als größte Länge empfiehlt Brinkhaus 400 m.

Bei der Verwendung von Versickerungsbrunnen wird die Ausführung der hier erforderlichen Filter eingehend dargestellt. Versickerungsleitungen werden mit geringen Abweichungen genau so ausgeführt wie die Sammelleitungen. Der Bau der Versickerungsanlagen wird sodann noch kurz geschildert.

Mit dem vorliegenden Werke hat Brinkhaus Oldenbourgs technische Handbibliothek um eine weitere vorzügliche Arbeit bereichert. Seiner oben bereits erwähnten Schrift über das städtische Wasserrohrnetz schließt sich seine neueste Arbeit würdig an. Der im Wasserversorgungswesen tätige Bauingenieur findet in diesem Buche hinsichtlich der Grundwassergewinnung alles sorgfältig zusammengestellt, was auf wissenschaftlicher Erkenntnis aufgebaute Praxis hier zu sammeln vermochte. Ich wünsche dem Werke, das die theoretischen Abhandlungen durch Rechnungsbeispiele noch besonders klar macht, weite Verbreitung und eine baldigste Neuauflage. Dann werden auch einige sinnstörende Druckfehler ausgemerzt werden können.

Oberingenieur u. Privatdozent Dr.-Ing. Heilmann, Dresden.

„Der Lehmbau" von A. Engelhardt, Kreisbaumeister in Achim bei Bremen. Preis 6 M. Architektenverlag Hannover, 1919.

Das kleine, mit ausgezeichnetem Bildwerk versehene Werk berichtet über praktische Ergebnisse mit der Lehmbauweise und über Lehrgänge, die mit Unterstützung des Reichskommissars für das Wohnungswesen im Interesse der Wiedererweckung der Lehmbauweise in der Siedelung „Badener Moor" im Jahre 1919 stattgefunden haben. Wer sich über alle wichtigen Fragen der Lehmbauweise unterrichten will, wer wissen will, wie sie im einzelnen in die Wege geleitet und zur Durchführung gebracht wird, der wird auf alle diese Fragen beste Antworten in den Engelhardtschen Ausführungen finden. Zugleich lassen diese aber auch erkennen, daß die Lehmbauweise unter günstigen äußeren Bedingungen und namentlich in Gegenden, die vom Verkehr abgelegen sind, im wirtschaftlichen Sinne durchaus vorteilhaft ist und zudem zu äußerlich ebenso befriedigenden, wie innerlich praktischen und gesunden Bauten zu führen vermag. Neben der Einrichtung und dem Erfolg der Lehrgänge behandelt das Buch vor allem die Praxis des Lehmbaues, ferner die Beschaffenheit des Lehmes, weiter den Lehmstampfbau, den Lehmpatzenbau, den Lehmdrathbau und bespricht eine endlich der im Badener Moor als Ergebnis der Lehmbaukurse entwickelte neue Bauart. Hier werden insbesondere das Lehmsteinmauerwerk mit Hohlschichten und der Lehmfachwerkbau eingehend erläutert und beschrieben. Eine Zusammenfassung über Urteile und Erfahrungen der Kursteilnehmer über die praktische Brauchbarkeit des Lehmbaues bildet den Abschluß des Buches.

Alles in allem liegt hier eine ebenso erschöpfende, wie auf praktischer, vielgestaltiger Erfahrung aufgebaute, wertvolle Einführung in die Lehmbauweise vor, die allen Architekten und Bauingenieuren auf bestens empfohlen werden kann. M. F.

Zur Frage des Eisenbetonschiffbaues von Reg.-Bmstr. Dr. Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Betonvereins, Heft 13 der „Zementverarbeitung". Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg. 1920.

Schon der Name des Verfassers bürgt dafür, daß die vorliegende Schrift eine wertvolle Stellungnahme zu der Frage des Eisenbetonschiffbaus überhaupt in sich schließt und weiterhin all die vielgestaltigen Erfahrungen mit ihm und die neuesten Bauten in diesem Neulande des Verbundbaues bringt. Behandelt werden im besonderen die Vor- und Nachteile des Eisenbetonschiffbaus, die an ihn zu stellenden Forderungen, seine geschichtliche Entwicklung im Auslande und in Deutschland, seine Baustoffe, die Berechnungsgrundlagen und die Hauptbauweisen der Eisenbetonschiffe in Deutschland; hieran schließt sich eine Beschreibung der bekannteren und eine stete Fortentwicklung bezeugenden Bauausführungen in Deutschland. Eine größere Anzahl von technischen Abbildungen wie die Wiedergabe von photographischen Aufnahmen der im Werdegange befindlichen bzw. der fertigen Bauten bilden wertvolle Erläuterungen und Ausbauten dieses Hauptteiles der Petryschen Abhandlung. Nicht nur der Laie, sondern auch der Eisenbetonfachmann wird erstaunt sein über die Menge des hier Gebotenen, über die bereits nicht unerhebliche Anzahl wohlgelungener deutscher Ausführungen, die sich nicht nur auf eigentliche Schiffe, sondern auch auf Schwimmkörper und Pontonformen erstrecken.

Einem jeden, nicht nur dem Eisenbetonkonstrukteur oder dem Schiffsbauer, sei die Petrysche Abhandlung bestens empfohlen. Er findet hier auf nur 87 Seiten alles heute über den Eisenbetonschiffsbau Wissenswerte ebenso übersichtlich wie von weiteren Gesichtspunkten aus zusammengefaßt vor und kann sich an der Hand der Darlegungen auch ein Urteil bilden von der großen Bedeutung, die bei dem voraussichtlichen Mangel an Eisen in Zukunft für Deutschland der Bau von Eisenbetonschiffen und zwar zunächst für den Binnendann aber in weiterer Entwicklungsfolge auch für den Küstenverkehr und über See haben muß. M. F.

Untersuchungen über die Theorie des Dreigelenkrahmens mit hochliegendem Zugband und über seine praktische Verwendbarkeit von Dr.-Ing. Brandes, Oberingenieur der Dortmunder Union, Abtl. Brückenbau. Kommissionsverlag von E. Opitz, Dortmund 1919.

Die Arbeit stammt bereits aus dem Jahre 1913. Sie stellt die Durchrechnung eines einfach statisch unbestimmten Systems auf Grund der bekannten Grundlagen dar, besitzt indessen für den Konstrukteur insofern Interesse, als die Wirtschaftlichkeit untersucht und eine Bewertung des Tragwerkes nach seiner Steifigkeit gegen senkrechte und wagerechte Lasten durchgeführt wurde. Der Verfasser beschränkt sich hierbei auf die Ermittlung der bekannten Integrale, deren Auswertung für bestimmte Riegelformen und Querschnittsverhältnisse und auf die Berechnung einzelner Tabellen, die den Gebrauch der Formeln in der Praxis erleichtern sollen *). Die aus diesen gewonnenen Ergebnisse bilden die Grundlage für seine Schlußfolgerungen über die Wirtschaftlichkeit und Brauchbarkeit des Systems. Es hätte jedoch nahegelegen, den Aufbau des gewählten, vom Verfasser als Normalfall der Praxis bezeichneten Beispiels auch als Zweigelenkrahmen und als Zweigelenkrahmen mit Zugband durchzuführen und Materialbedarf und Steifigkeit dieser Anordnung mit dem Dreigelenkrahmen mit und ohne Zugband in Vergleich zu stellen, ohne natürlich die Zwischenrechnungen in der gleichen ausführlichen Weise aufzunehmen.

Ob die seltene Verwendung des Dreigelenkbogens mit Zugband, wie Verfasser behauptet, tatsächlich im Mangel oder gänzlichen Fehlen einschlägiger Literatur begründet ist, möchte ich bezweifeln, sie vielmehr in der Abneigung des Konstrukteurs erblicken, den Innenraum einer Halle, die durch die Verwendung eines vollwandigen Binders zunächst wesentlich gewonnen hat, durch dünne Zug- und Hängestangen zu durchschneiden und unruhig zu gestalten.

Das Werkchen kann jedem empfohlen werden, der sich mit dem Entwurf von Hallen in Eisen oder modernem Holzbau befaßt. Bei einer Neubearbeitung müßten allerdings die zahlreichen Druckfehler, die sich in Schriftsatz und Abbildung eingeschlichen haben, ausgemerzt werden. Beyer.

Die gesamte Hochbaukunde. Herausgegeben von Karl A. Romstorfer, Baumechanik für Eisenbeton von Ludwig Hess. Verlag Franz Deuticke, Wien und Leipzig. Preis M. 6.—.

Eines von den vielen Büchern, das sich mit der einfachsten Art der Berechnung von Eisenbetonbauten befaßt. Es ist für Baugewerkschüler für österreichische Verhältnisse gedacht und befaßt sich in erster Linie mit einer Auslegung der österreichischen Vorschriften. E. P.

Große Verkehrs- und Handelskarte von Süddeutschland und Österreich (sowie den wichtigsten Teilen der Tschecho-Slowakei). Maßstab. 1 : 600 000. Größe 90.125 cm. Verlag A. Bartz, Ulm a. D. Preis 7,20 M.

Es handelt sich um eine vollständig neugestochene Karte in fünf Farben, durchaus übersichtlich mit kräftiger Hervorhebung der Verkehrswege. Ganz besonderer Wert ist auf möglichste Genauigkeit und Ausführlichkeit gelegt.

Ersichtlich sind: Hauptbahnen mit und ohne Schnellzugsverkehr, mehrgleisige Bahnen, vollspurige und schmalspurige Neben- und Kleinbahnen, Bahnen im Bau, schiffbare Flüsse, Schiffahrtskanäle, Seen-Dampferlinien, Reichsgrenzen, Landesgrenzen, Provinzgrenzen, Städte und Dörfer in acht Abstufungen nach der Einwohnerzahl, Kennzeichnung der Eisenbahnstationen, See- und Flußhäfen, Dampfschiffstationen, Kur- und Badeorte, Fähren, Erhöhungen mit Meterangabe, Angabe der tschechischen Namen. Deutlich sichtbar in blau ist das Flußnetz, besonders der Donau vom Ursprung bis Preßburg.

Die Grenzen reichen im Süden bis Meran und Marburg, im Norden bis Weimar und Dresden, im Westen bis Basel und Zweibrücken, im Osten bis Preßburg und Proßnitz.

Zu begrüßen ist die Karte besonders für diejenigen Behörden und Industrien, die zu den neuen Kanal- und Schiffahrtsentwürfen Stellung nehmen müssen. Deshalb sei sie auch an dieser Stelle empfohlen. M. F.

*) Das Rechnungsverfahren ist an einem Beispiel durchgeführt worden.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW, 9, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang 15. August 1920 Heft 15

SCHÖNHEITLICHE WERTURTEILE ÜBER BRÜCKEN.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Georg Müller.

In dem Aufsatze über „Eisenbaukunst" in der ersten Nummer des Bauingenieurs wird von der „Prinz Heinrich"-Brücke gesagt, daß sie trotz ihrer vollkommenen technischen Güte in ihrer nacktesten Zweckmäßigkeit gewiß niemals jemand schön finden würde.

Da ich als Verfasser des allgemeinen Entwurfes und geistiger Urheber des immerhin ungewöhnlichen Netzbildes an diesem Bauwerke nicht unbeteiligt bin, mag es mir in folgendem zum ersten Male gestattet sein, mich zu dieser Frage zu äußern, um so mehr, da amtliche Veröffentlichungen über das im Jahre 1912 dem Verkehr übergebene Bauwerk nicht vorliegen.

Ich möchte zunächst einen Umstand erwähnen, der nicht allgemein bekannt sein dürfte und vor 12 Jahren von ganz wesentlichem Einfluß auf die Gestaltung der Umrißlinien gewesen ist. Dieser Umstand stellt eine Überbedingung, eine Zwangsforderung von zunächst anscheinend schwerwiegender und sehr einschränkender Art für den entwerfenden Ingenieur dar. Die von der Reichsmarine erhobene Forderung lautete, die Hochbrücke so niedrig wie möglich zu bauen. Keine hohen Pfeiler sollten für den Fall eines Krieges und einer möglichen Beschießung dem Feinde den Ort der Brücke angeben. Eine Zerstörung des Bauwerkes hätte im entscheidenden Augenblick durch die Sperrung des Kanals von peinlichen Folgen sein können.

So waren von vornherein eine ganze Reihe von Lösungen, z. B. die der Rendsburger Brücke, ausgeschlossen. Der Entwurfsverfasser war an enge Grenzen gebunden. Es dürfte nach dem Kriegsausgang kein Hinderungsgrund mehr vorliegen, diese Bedingungen den Fachgenossen bekanntzugeben. Es gilt vielmehr eine längst geschuldete Erklärung für den Anlaß zu dieser außergewöhnlichen Bauweise zu geben.

Doch wie so oft hat auch der Zwang und Druck, die äußerste Not und Beschränkung ihr gutes und eine ungewollte, segensreiche Nebenwirkung: die hier zunächst sehr unbequem empfundene Herunterdrückung der oberen Konstruktionslinie oder Bauhöhe hat den Weg zu der vorgeschlagenen Bauweise und der strengen Form der Prinz-Heinrich-Brücke gewiesen. Bei der Bewertung des Überbausystems seitens berufener Fachleute sollte daran gedacht werden, warum gerade das wie vor feindlichem Feuer geduckt dahinschleichende Tragwerk gewählt wurde.

Eine nur billige Forderung dürfte es wohl sein, daß der kritische Beurteiler diese besonderen Umstände berücksichtigt.

Auch für die übrigen Besonderheiten des allgemeinen Entwurfes seien kurze Erklärungen gegeben:

a) Der Übergang von Fahrbahn unten in der Hauptöffnung zu Fahrbahn oben in den Seitenöffnungen schien bei einer Straßenbrücke unbedingt geboten. Er wurde auf dem kürzesten Wege und steil durch die Kröpfung des Parallelträgers bewerkstelligt, um die bei flachen, ansteigenden Bogengurtungen unvermeidlichen Stacheln oder die noch unschöneren Denkmäler und Aufsätze zu vermeiden, die ein Erklimmen seitens der Jugend verhindern sollen.

b) Die schlanken Pendelwände sollen die hochangreifenden Längskräfte von den sehr tief zu gründenden Pfeilern nächst der Hauptöffnung fernhalten.

Abb. 1. Straßenbrücke bei Holtenau.

c) Die steif mit dem Tragwerk verbundenen festen Stützen dienen der Verkleinerung der Seitenöffnung bezw. der Erhöhung der Sicherheit gegen Aufkippen.

d) Das Zurückbiegen des festen Pfeilers bezw. sein Verweisen in den unverwendbaren Zwickel zwischen Fahrbahn und Dammböschung soll für den Beschauer den Gegengewichtsgedanken klarer zum Ausdruck bringen, ganz gleich, ob er in dem System einen durchlaufenden Balken sieht oder als Fachmann in ihm den Gerberträger erkennt.

Daran anschließend mögen mir einige Betrachtungen von allgemeiner Bedeutung gestattet sein.

Das Ziel jeder Linienführung als Formenausdruck ist die möglichst harmonisch ausgeglichene Erfüllung einer Reihe, eines Komplexes von Bedingungen oder Forderungen verschiedenen Grades und Gewichtes.

Das Urteil des unbefangenen, wenn auch fachmännisch geschulten Beschauers sollte davon abhängen, in welchem Umfange ihm die zu lösende Aufgabe in ihren Abhängigkeiten und Bedingungen klar bewußt und gegenwärtig ist. Und ferner wie weit er gewillt ist, die gegebenen Verhältnisse als Zwang für den Erbauer gelten zu lassen und sich in seinem Urteil darauf einzustellen, d. h. ob er absolut oder relativ urteilen will. Ich möchte da unterscheiden zwischen

a) offenbaren, offenkundigen, sozusagen sichtbaren Bedingungen (Zwangspunkten, Zwangslinien, Zwangsneigungen, Maßen usw.) verschiedenen Grades und

b) solchen, zu deren Festlegung es einiger Überlegung zu ihrer verstandesmäßigen Erfassung bedarf,

c) solchen, die nicht sichtbar, aber als möglich für jeden Ingenieur vorstellbar sind und

d) schließlich solchen, auf die ein Fachmann nicht ohne weiteres kommen kann, die Ausnahmen oder Sonderforderungen darstellen. Immerhin sind auch diese häufiger als man im ersten Augenblick oder im allgemeinen anzunehmen geneigt ist.

Zu a) würde man zu rechnen haben: die Abmessungen der Durchfahrtsöffnungen (Lichthöhe und Weite, die Breiten) als Abhängige von den jedem Beschauer bekannten Verkehrsmitteln (Schiffen, Eisenbahnen u. dgl.). Ferner und schon einen Grad weniger klar oder mittelbarer die zulässigen Neigungen für Eisenbahnen, Straßen und Fußgänger.

Zu b) würden zählen:

Von den Grund- oder Wurzelmaßen abgeleitete Größen, z. B. die von Seitenöffnungen, Auskragungen oder der Einbau von Gelenken (die Erhebung des Koppelträgers bei der Ruhrort-Homburger Straßenbrücke). Der Ausgleich der Schübe bei der Bonner Rheinbrücke, der angestrebte Gewichtsausgleich bei der Holtenauer Prinz-Heinrich-Brücke. Verdeckte Gelenke zur Herstellung einer flüssigen, stetigen Linienführung, Gesichtspunkte der Abwechslung. Gründung für zwei Gleise. Überbau für ein Gleis oder Verstärkungen, z. B. einer Balkenbrücke durch einen Stabbogen.

Zu c) gehörig mögen gelten:

Verwendung hochwertiger Baustoffe. Die Bedingungen der Gründung. Große Lichtweiten lassen den Ingenieur, wenn kein Verkehrshindernis vorliegt, auf schwierige, kostspielige Gründung der Brückenpfeiler schließen oder Maßnahmen mit Hinblick auf Erweiterungsmöglichkeiten, Aufbaubedingungen, Freier Vorbau. Einschwimmen. Überschieben. Aufbau auf dem Eise, Kriegsbrücken (Einheitselemente), Exportbrücken (leichte Aufstellbarkeit), Gewichtsausgleich durch Pflasterbahn u. ähnliches mehr.

Zu d) gehören schließlich beispielsweise:

Brücken im Bergbaugebiet, wo Verschiebungen, Senkungen der Bausohle nicht ausgeschlossen sind und die daraus folgende Bedingung äußerer statischer Bestimmtheit.

Gefahr der Fernbeschießung einer Brücke von See aus und die daraus folgende Bedingung geringstmöglicher Sichtbarkeit von See aus, d. h. also niedrigster Gesamtbauhöhe von oben her).

Gefahr eines Brückeneinsturzes durch Sprengung oder Beschießung und Maßnahmen zur schnellen Beseitigung, der ein unter Umständen gefährliches Verkehrshindernis bildenden Brückenteile.

Wenn die verschiedenen Arten von Bedingungen hier auch nur ganz andeutungsweise nach Wichtigkeit, Erkennbarkeit für den Beschauer gegeben sind und man sich bei manchen auch zweifelhaft sein kann, welcher Art man sie zuteilen, wo man sie einordnen soll, so dürfte dem Leser der Sinn und der Zweck obiger Unterscheidungen als Grundlage für eine Bewertung der Brücken wohl klar geworden sein.

Den Ausführungen über schöne Brücken in dem Aufsatze von Herrn Baurat Bernhard kann man im allgemeinen nur zustimmen. Im Zusammenhange mit seinen Forderungen darf erwähnt werden, daß der Vorentwurf für die „Prinz-Heinrich"-Brücke ohne jede Mitwirkung eines Architekten entstanden ist. Seltsamerweise haben aber gerade hervorragende Architekten, Maler und Ästheten der Formgebung zwar nicht als „schön" im landläufigen Sinne zugestimmt, sie aber doch als eigenartig, streng, charakteristisch, energisch und spartanisch, um ihre eigenen Worte zu gebrauchen, jedenfalls nicht für häßlich erklärt.

Man wird dieser Minimumlösung am ehesten gerecht, wenn man sie mit einer möglichst vollkommenen Maschine vergleicht, die die Aufgabe hat, alle auftretenden äußeren Kräfte aus Eisengewicht, Verkehr, Wind, Bremsen, Wärme, ev. Schnee möglichst wirtschaftlich durch ihren Mechanismus auf den sicheren Baugrund abzuleiten. Man kann wohl auch zum Vergleich an einen vollkommen durchtrainierten Menschen denken, der zur Erzielung bestimmter sportlicher Höchstleistungen über keine Unze überflüssigen Fettes verfügt. Zugegeben sei, daß eine gewisse Fülle und Rundung meist angenehmer wirkt. Es gibt eben, wenn auch nicht häufig, Aufgaben, denen mit rein baulichen Maßnahmen oder den üblichen Mitteln nicht beizukommen ist. Sie fordern dann eine Abkehr, ein sich Freimachen vom bisher Herrschenden, ein sich Herausstellen aus dem vertrauten Anschauungskreis, will man ihnen ganz gerecht werden.

Es sind nicht gesuchte bewußt-häßliche Lösungen, sondern solche, die von vornherein auf die billige Wirkung geschwungener Linien mehrerer Gurte verzichten.

Jedenfalls ist die Lösung für die Prinz-Heinrich-Brücke nicht als der vergrößerte oder verfeinerte Abklatsch eines Kohlenkranes zu denken.

Gerade die scheinbar so einfachen Gebilde sind das Ergebnis vielen Studierens, mühevollen Nachdenkens und heißen Ringens um den harmonischen Formenausdruck.

Die Ausführung des Entwurfes konnte erst nach Überwindung starker Gegenwirkungen gesichert werden. Im übrigen hatten alle maßgebenden Brückenbauanstalten anläßlich der Ausschreibung völlige Freiheit und Gelegenheit, zweckmäßigere Entwürfe einzureichen. Es sind seinerzeit keine eingegangen, die ernsthaft als Gegenvorschläge hätten in Erwägung gezogen werden können.

Im übrigen die alte Frage: was ist schön?

Viele schaffende Künstler hassen das Wort „schön". — Schönheit ist jedenfalls weder ein unabhängiger, noch ein unwandelbarer Begriff. Er ist einmal abhängig vom Lande, von der Gewöhnung, selbst von der Mode und Stimmung. Aber der Schönheitsbegriff ist auch im Laufe der Zeit wandelbar gewesen. Wir sind zu leicht geneigt, das zu vergessen. Es ist menschlich nur begreiflich, daß man das jeweilig Erreichte als Gipfelpunkt und Abschluß einer Entwicklung ansieht, einfach weil der Ausblick in die Zukunft uns verschlossen ist. Aber die Erfahrung und der Rückblick auf die Geschmacksentwicklung unserer Vorfahren lehrt, daß es keinen Stillstand gibt. Der Skeptiker wird immer fragen, ob das, was die Allgemeinheit „schön" findet, wirklich Ewigkeitswert, oder sagen wir Dauerwert hat, gemessen an der Zeitspanne von Geschlechtern oder Kulturepochen.

Es fragt sich auch, wie weit ein Schaffender sich dem vorherrschenden (Durchschnitts-) Geschmack anpassen soll oder seiner Zeit vorauseilen darf, ohne Gefahr zu laufen, von seinen Zeitgenossen, selbst von den besten, nicht verstanden zu werden.

Wer jemals ganz neue oder alte (jedenfalls nicht im Verlaufe einer Entwicklung gebotene) oder fremdländische Kunst auf sich hat wirken lassen, wird erstaunt gewesen sein, welche Kunstgenüsse es außerhalb der gegenwärtigen oder seiner heimatlichen noch gibt, und wie schnell sich bei näherer Beschäftigung ein Standpunkt des Verstehens und der Urteilsfähigkeit einstellt.

Ich denke z. B. an Form und Farbe der uns fremden alten Kunsterzeugnisse des nahen und fernen Ostens. Das anscheinend naiv Einfache oder Verschrobene ist meist nichts weniger als ursprünglich - primitiv, sondern Kunstabsicht.

Es lehrt allgemein die Entwicklungsgeschichte von Kunst und Bauen, daß man immer wieder auf dem Umwege über das Verwickelte zum Einfachen zurückkehrt.

Wenn wir nach diesen Abschweifungen in allgemeine Kunstbetrachtungen zum Brückenbau zurückkehren, so können wir sagen, daß der moderne Großbrückenbau vom Zweigelenkbogen mit Zugband fast beherrscht wird.

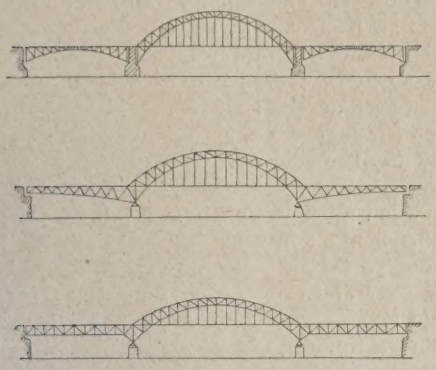


Abb. 2.

Ausgehend von den üblichen drei Öffnungen (eine Hauptöffnung für große Durchfahrtshöhe mit Fahrbahn unten, zwei Nebenöffnungen mit Fahrbahn oben) mögen als Vertreter verschiedener Zeitabschnitte bei annähernd gleichen Bedingungen folgende drei Brücken einander gegenübergestellt werden:

1. die Bonner Rheinbrücke 3 Bögen,
2. die Treskowbrücke (Balken auf vier Stützen mit Bogen),
3. der Entwurf „Simplizitas" von Gustavsburg im Wettbewerb um die Schwedenbrücke (Gerbersystem, Bogen mit Zugband, s. Abb. 2).

Sie sollen nur hinsichtlich der äußeren Linienführung verglichen werden, nämlich als Beispiele einer Entwicklungsgeschichte, und zwar in dem Sinne, daß die Entwicklung ganz offenbar auf einfachere Formen drängt.

2. gegenüber 1. zeigt Ersatz der seitlichen Bögen durch Balken und ihre Verbindung mit dem mittleren Zweigelenkbogen. Der Balkenuntergurt zeigt geschwungene Form. Der Gedanke der Verschmelzung von Bogen und Balken ist äußerst glücklich in baulicher, wirtschaftlicher und schönheitlicher Hinsicht — und ein bedeutsamer Schritt zur Vereinfachung.

3. zeigt gegenüber 2. als Hauptunterscheidungsmerkmal den Paralleltäger in der Seitenöffnung. Ganz wunderbar zwanglos und harmonisch ist der Übergang von Bogen und Balken gefügt in ihrer sorgfältig abgestimmten Neigung von Bogen und Balkenstreben bei gleichen Feldweiten. Wiederum eine wesentliche Vereinfachung. Gegenüber 1. wird der reine Fachwerk-Zweigelenkbogen durch einen reinen Paralleltäger ersetzt. Wenn auch statisch das System als Gerberträger mit Gelenken in der Mittelöffnung wirkt, so kann man sich doch gefühlsmäßig vorstellen, daß der Balkenträger dem Bogen als Widerlager dient, während in Wirklichkeit unter senkrechten Lasten keine Schübe in den Balken kommen. — In dieser Beziehung befriedigt den tiefer schauenden Ingenieur natürlich die sich größtenteils aufhebende Gegenwirkung des flachen Seitenbogens mit dem hohen Mittelbogen bei der Bonner Rheinbrücke innerlich mehr.

Doch nicht nur vernunftsmäßige Erwägungen, Erfahrungen der tatsächlichen Entwicklung, sondern vor allem auch die wirtschaftliche Lage weist auf einfache Formen im Eisenbau und in der Brückenplanung. Die vorhandene und sicher noch lange andauernde Wirtschaftsnot, Eisenknappheit und Lohnhöhe zwingen zu äußerster Beschränkung und Sparsamkeit. Sie müssen notwendigerweise zu einfachsten Formen im großen wie im einzelnen führen. Kommen mehrere Ausführungen desselben Bauwerks in Frage, so ist an Reihenherstellung oder wenigstens Wiederholung zu denken, soweit dadurch eine Ersparnis zu erzielen ist. Im übrigen rechneten wir bisher gemessen an der Zahl der Brückenunfälle mit einer recht großen Sicherheit. Es wird also zur höchsten Ausnutzung eine allgemeine Erhöhung der zulässigen Spannungen möglich sein. Wenn irgend etwas, dann erfordert die durch Kriegsausgang geschaffene Lage die vom Verfasser längst geforderten einfachen Systeme mit geraden Gurtungen[1]) gegenüber vielgurtigen geschwungenen Linien, da, wo sie nicht unbedingt durch wirtschaftliche Erwägungen geboten. Übertriebene Forderungen des freien Querverkehrs, billige Wirkungen durch teure Bögen passen nicht in unsere Zeit, sondern bewußte harte und weise Beschränkung auf das durchaus Notwendige müssen der Leitstern und die Richtlinie unseres zukünftigen Schaffens sein.

Gilt es bei zwischenstaatlichen Wettbewerben zu zeigen, was deutsche Ingenieure leisten können, dann sind wir frei von dieser Beschränkung. Dann können wir Schöpfungen gestalten, wie die Grünthaler Brücke, die Bonner Rheinbrücke und die Kölner Straßenbrücke, die uns wie Gedichte der Brückenbaukunst anmuten.

EINE WEITGESPANNTE EISENBETONBRÜCKE *).

Von Otto Linton, Professor des Eisen- und Eisenbetonbaues an der Techn. Hochschule zu Stockholm.

Im zweiten Heft von der Zeitschrift „Der Bauingenieur" hat Herr Geh. Baurat Schaper die Eisenbetonalternative meines Entwurfes „Sic vero mihi placet" bezüglich der Arstabrücke in Kürze erwähnt.

Die Erwähnung gründet sich auf die Angaben, die aus dem Gutachten des Preisgerichtes zu entnehmen sind, und ich bin Herrn Geh. Baurat Schaper sehr dankbar dafür, daß er sich auf ein eigenes Urteil über den Entwurf nicht früher einlassen will, als bis dieser durch ausführliche Beschreibungen und Zeichnungen näher bekannt gemacht ist.

Durch freundliche Einladung von Herrn Professor Probst habe ich Gelegenheit erhalten, in „Der Bauingenieur" einen gründlichen Bericht über meinen Entwurf zu bringen, welcher Einladung ich baldigst mit Vergnügen nachkommen werde.

Danach würde ich großen Wert darauf legen, die Ansichten zu hören, die Herr Geh. Baurat Schaper und andere Brückenbauingenieure über die Zweckmäßigkeit, Ausführbarkeit und Wirtschaftlichkeit des Entwurfes haben.

Die Zeitschrift „Der Bauingenieur" hat ja in ihrem Programm versprochen, sowohl Eisen- als auch Eisenbetonkonstruktionen voraussetzungslos zu behandeln und das Eisen und den Eisenbeton nicht als Feinde anzusehen.

Ich bin der Ansicht, daß ein Meinungsaustausch in „Der Bauingenieur" bezüglich der Möglichkeit und Zweckmäßigkeit ungewöhnlich große Eisenbetongewölbe zu bauen und bezüglich der Sicherheit derartiger Konstruktionen der weiteren Entwicklung der Eisenbetonbaukunst zum großen Nutzen gereichen kann.

Bezüglich der vom Preisgericht behaupteten „Schwächen" des Entwurfes möchte ich mir schon heute gestatten hervorzuheben, daß das Bestreben des Preisgerichtes, Fehler und Mängel des Entwurfes nachzuweisen, gänzlich gescheitert ist.

Was zunächst die dichte Bewehrung der Bogenquerschnitte anbelangt — die nach der Ansicht des Preisgerichtes bedenk-

*) Dieser Zuschrift des schwedischen Kollegen geben wir gerne Raum mit dem Bemerken, daß er selbst die Verantwortung für den Inhalt übernimmt. Die Schriftleitung: E. P.

[1]) Vgl.: Georg Müller, „Über neuere Formen von Hochbrücken". W. Engelmann 1914.

lichste Schwäche — so hat das Preisgericht selbst vorgeschrieben, daß die Ganghöhe einer Spiralbewehrung nicht größer als 80 mm sein darf, und deswegen habe ich beim Wettbewerb diese nicht überschreiten wollen; sonst würde ich lieber eine Ganghöhe von 150 mm benutzt haben. Ich wollte aber nicht die Zurückweisung meines Entwurfes wegen Nichtübereinstimmung mit den Programmvorschriften riskieren.

Streng genommen ist die Spiralbewehrung unnötig, und wie die Preisrichter die kleinere Ganghöhe der Spiralen bekommen, die sie im August 1918 bei der Ankündigung des Wettbewerbes wünschten und vorschrieben, ebenso könnte sie auch meinetwegen die größere Ganghöhe bekommen haben, die sie im Juli 1919 wünschten. Die Beanstandung einer zu dichten Bewehrung trifft somit nicht meinen Entwurf, sondern fällt auf das Preisgericht selbst zurück.

Die zweite Bemerkung, daß die Gerüste unter dem großen Gewölbe in dem zweiten Ausbaustadium die Schiffahrt hindern würden, ist auch unzutreffend, denn die Baukosten für meinen Entwurf sind so niedrig im Vergleich mit den Baukosten irgendeines der drei preisgekrönten Entwürfe, daß das große Eisenbetongewölbe für alle **vier** Gleise gebaut werden kann, ohne daß der Entwurf doch teurer wird als das Billigste von den drei preisgekrönten Entwürfe mit nur **zwei** Gleise über den südlichen Sund.

Wenn aber das große Gewölbe wie der übrige Teil der Brücke in zwei Stadien gebaut wird, lassen sich die Gerüste unter dem Gewölbe noch mit zwei freien Durchfahrtsöffnungen von 24 m Breite anordnen, welche dann zusammen mit der 24 m breiten Klappbrückenöffnung für das Durchlassen der Schiffahrt während der verhältnismäßig kurzen Bauzeit des Gewölbes im zweiten Stadium erfordert ganz hinreichend sind.

Schließlich lassen sich auch die Gerüste für das Gewölbe derart bauen, daß der mittlere 100 m breite Teil des südlichen Sundes von Gerüsten unter der Brückenbahn im zweiten Ausbaustadium ganz frei wird.

In diesem Zusammenhang ist außerdem hervorzuheben, daß der Wettbewerb nicht vorschreibt, daß der südliche Sund im zweiten Stadium von Gerüsten frei sein soll, sondern daß dies eine Bedingung ist, die erst nach beendigtem Wettbewerb vom Preisgericht bekanntgegeben wurde.

Als eine dritte Bemerkung gegen den Entwurf gibt das Preisgericht ohne irgendwelchen Versuch einer Begründung an, daß die Spannweite des Bogens nach der ganz subjektiven Auffassung des Preisgerichtes „zu groß" ist, ein Urteil, das etwas sonderbar klingt.

Alles hängt doch von der Materialbeanspruchung ab, und so lange man nicht nachweisen kann, daß diese zu groß sei, ist die Spannweite auch nicht zu groß. Die Pfeilhöhe hat wohl hoffentlich auch etwas zu bedeuten! Wenn z. B. die Pfeilhöhe gleich Null wäre, so würde ja für eine schwere Eisenbetonbrücke sogar 20 m eine „große Spannweite" sein. Ob ein mit 100 kg belasteter Quadratzentimeter Beton in einem 100-m- oder in einem 200-m-Gewölbe oder im Fuße eines Pfeilers für einen Wolkenkratzer sitzt, ist bezüglich der Festigkeit ziemlich gleichgültig.

Im übrigen hat mein 170-m-„Gewölbe" als Gewölbekonstruktion betrachtet und somit in statischer Hinsicht eine Spannweite von nur 96 m und stützt an beiden Enden gegen 37 m lange, in den Widerlagerpfeilern eingespannte und verankerte, bogenförmige Konsolarme, so daß die für das Auge erscheinende Gewölbespannweite in architektonischer Hinsicht auf diese Weise 37+96+37=170 m wird.

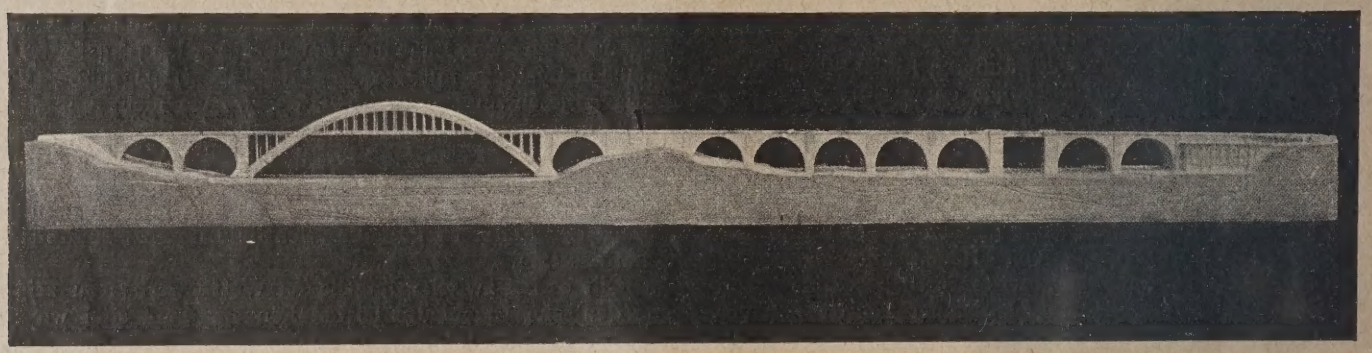
Herr Geh. Baurat Schaper hat ganz richtig hervorgehoben, daß der höhere Teil von den Arsta Inseln andere Brückenformen erhalten sollte als die, welche über dem nördlichen Fahrwasser benutzt sind.

Dieser Forderung habe ich auch in dem Maße wie sie angemessen ist und die Einheitlichkeit in architektonischer Hinsicht nicht stört, Rechnung getragen.

Auf eine Länge von 52 Metern über den höchsten Teil des Inselchens sind ohnehin keine Gewölbe vorhanden, sondern nur Stützmauern mit Erdhinterfüllung, die die Gleise unmittelbar tragen, wie die beigelegte Abbildung des Brückenmodells näher zeigt.

Bezüglich der Strecke mit den 32,5-m-Gewölben darf ich behaupten, daß die Spannweite die wirtschaftlichste ist, ohne daß gleichzeitig die architektonischen Gesichtspunkte vernachlässigt worden sind.

Rein theoretisch würde ja eine etwas größere Spannweite im nördlichen Sund als über den niedrigeren Teilen der Insel begründet sein, so daß die Öffnungen vergrößert werden sollten, wenn die Tiefe zum festen Boden wächst. Die Gesamtkosten werden aber im vorliegenden Fall hierdurch wenig beeinflußt, und ich habe großes Gewicht auf die Architektur gelegt, die ein Einzwingen in rein verstandesmäßige Berechnungsformeln nicht allemal erträgt.



Das Vorhandensein der Klappbrücke im nördlichen Sund ist meiner Ansicht nach eine ganz hinreichende, ja, beinahe mehr als hinreichende „Belebung" des nördlichen Brückenteils.

Das Einführen einer mannigfaltigen Anzahl von Bauformen ist in künstlerischer Hinsicht nicht erstrebenswert. Einfachheit, Deutlichkeit, Einheitlichkeit und Anschaulichkeit sind meiner Meinung nach die wichtigsten Tugenden neuzeitlicher Brückenbauarchitektur, und man sollte sich am liebsten vor einer zu weit gehenden „Belebung" hüten.

Daß die Wahl der Gewölbespannweiten keine unwirtschaftliche ist, geht daraus hervor, daß der Entwurf sich im ersten Ausbaustadium nachweislich um etwa 3 Millionen schwedische Kronen billiger stellt als der billigste der drei preisgekrönten Entwürfe, wenn die im Wettbewerb angegebenen detaillierten Einheitspreise dem Kostenvergleich zugrunde gelegt werden.

Es freut mich sehr, daß „Der Bauingenieur" meinen Entwurf mit Berechnungen, Beschreibungen und Zeichnungen deutschen Fachkollegen bald unterbreiten will und noch mehr würde es mich freuen, wenn dies den Ausgangspunkt eines Meinungsaustausches werden könnte bezüglich der Fortschritte, die sich betreffend die Erreichung großer Spannweiten für Eisenbetonbögen machen lassen.

BEMESSUNG DES PLATTENBALKENS GLEICHMÄSSIGEN QUERSCHNITTES UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER STEGDRUCKKRAFT.

Im Anschluß an die Veröffentlichung in Heft 7/8 dieser Zeitschrift werden nachstehend für Plattenbalken 3 Zahlentafeln der Werte **k** und **z : H′** gebracht, welche für den Fall reiner Biegung unter Berücksichtigung der Stegdruckkraft die Ermittlung der Nutzhöhe H′ und die Bestimmung der Eiseneinlagen F_e zum Ziele haben.

Aufgestellt sind die Tafeln für die Querschnittverhältnisse

$$\frac{x'}{d} = 1{,}1 - 3{,}0; \qquad \frac{b_0}{b} = 0{,}125 - 0{,}250.$$

Es haben k und H′ die im vorerwähnten Aufsatz angegebene Bedeutung. Und zwar ist:

k = Zuwachs, um den eine nach der Gleichung des Rechteckquerschnittes bestimmte Nutzhöhe h′ vergrößert werden muß, um
H′, d. i. die tatsächlich nötige Nutzhöhe,
zu erhalten. Ferner ist:
$x' = s\,h'$,
d = Plattenstärke,
b_0 = Stegbreite,
b = Druckplattenbreite.

Berechnet wurden die Tafelwerte für die Spannungsverhältnisse σ_b/σ_e = 20/1200, 30/1200 und 40/1200 kg/cm² und für n = 15.

Die Zahlen gelten jedoch auch für jedes andere Spannungsverhältnis, welches den gleichen Wert s ergibt (s. Kopf der Tafeln).

Zwischenliegende Verhältnisse können innerhalb der einzelnen Tafel sowohl, als auch zwischen zwei benachbarten Tafeln mit gleicher Eisenspannung, geradlinig eingeschaltet werden.

Die Bemessung der auf reine Biegung beanspruchten Plattenbalken erfolgt, wenn M, σ_b/σ_e, d, b und b_0 gegeben sind, nach den Tafeln wie folgt:

Es wird die Höhe h′ bestimmt nach der Gleichung

$$h' = r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}};$$

dann ergibt sich:

$$\frac{x'}{d} = \frac{s\,h'}{d}$$

Da b_0 bekannt ist, so wird, nach Entnahme der zugehörigen Werte k und z aus der Tafel:

$$H' = h'(1 + k)$$

und

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e z}.$$

Tafel 1.

σ_b/σ_e	20/1200	16,7/1000	15/900
s	0,200	0,200	0,200
r	0,732	0,803	0,846

$\frac{x'}{d}$	$b_0:b$ = 0,125		0,150		0,175		0,200		0,225		0,250		$\frac{x'}{d}$
	k	z:H′	k	z:H′	k	z:H′	k	z:H′	k	z:H′	k	z:H′	
1,1	0,008	0,936	0,008	0,936	0,007	0,936	0,007	0,935	0,006	0,935	0,006	0,935	1,1
1,2	017	938	017	938	016	938	015	937	015	937	014	937	1,2
1,3	029	940	028	940	027	940	026	939	025	939	024	939	1,3
1,4	044	942	043	942	042	942	040	941	038	941	037	941	1,4
1,5	0,062	0,945	0,060	0,944	0,058	0,944	0,056	0,943	0,054	0,943	0,052	0,943	1,5
1,6	084	947	081	946	077	946	074	945	071	945	068	945	1,6
1,7	106	950	102	949	097	948	093	947	088	947	084	947	1,7
1,8	128	952	122	951	116	950	111	949	105	949	100	949	1,8
1,9	150	954	143	953	136	952	129	951	122	951	116	950	1,9
2,0	0,173	0,956	0,164	0,955	0,155	0,954	0,147	0,953	0,139	0,952	0,132	0,951	2,0
2,1	196	958	186	957	175	956	165	955	156	953	148	952	2,1
2,2	219	960	207	959	195	957	184	956	173	954	164	953	2,2
2,3	242	961	229	960	216	958	203	957	190	955	180	954	2,3
2,4	266	962	251	961	236	959	222	958	208	956	196	955	2,4
2,5	0,290	0,963	0,273	0,962	0,257	0,960	0,241	0,959	0,226	0,957	0,212	0,956	2,5
2,6					277	961	260	960	243	958	228	957	2,6
2,7					297	962	278	961	260	959	244	958	2,7
2,8					317	962	297	961	277	960	259	959	2,8
2,9					337	962	315	961	294	960	274	959	2,9
3,0					0,357	0,962	0,333	0,961	0,310	0,960	0,289	0,959	3,0

Rechnungsbeispiel.

Bemerkung: Die in diesem Beispiel in Klammern vermerkten Zahlen stellen die Nummer der betreffenden Gleichung im eingangs erwähnten Aufsatz dar.

Es sei:

$$M = 27{,}0 \text{ mt}, \sigma_b/\sigma_e = 30/1200 \text{ kg/cm}^2$$
$$d = 10 \text{ cm}, \; b = 150 \text{ cm}, \; b_0 = 30 \text{ cm},$$

dann ist

$$\frac{b_0}{b} = \frac{30}{150} = 0{,}20$$

$$l' = 0{,}518 \cdot \sqrt{\frac{27\,000}{1{,}5}} = 69{,}5 \text{ cm},$$

und

$$\frac{x'}{d} = \frac{0{,}273 \cdot 69{,}5}{10} = 1{,}9;$$

mithin nach Tafel 2:

$$k = 0{,}123 \text{ und } z : H' = 0{,}934.$$

Somit wird:

$$H' = 69{,}5 \cdot 1{,}123 = \mathbf{78{,}05} \text{ cm}, \quad (1$$
$$z = 0{,}934 \cdot 78{,}05 = 72{,}80 \text{ „}$$

$$F_e = \frac{2\,700\,000}{1200 \cdot 72{,}80} = \mathbf{30{,}90} \text{ cm}^2 \quad (16$$

Nachprüfung:

$$x = 0{,}273 \cdot 78{,}05 = 21{,}3 \text{ cm},$$
$$v = 11{,}3 \text{ cm} \quad (5$$
$$c = 120 \text{ cm} \quad (6$$

$$p = \frac{\frac{150 \cdot 21{,}3^2}{6} - \frac{11{,}3^2 \cdot 120}{42{,}6} \cdot 13{,}77}{75 \cdot 21{,}3 - 360},$$

$$p = \frac{6380}{1238} = 5{,}25 \text{ cm}, \quad (12$$

$$z = 78{,}05 - 5{,}25 = 72{,}80 \text{ cm} \quad (4$$

$$\sigma_b = \frac{2\,700\,000}{1238 \cdot 72{,}80} = 30{,}0 \text{ kg/cm}^2 \quad (15$$

$$y = 78{,}05 - 21{,}30 = 56{,}75 \text{ cm} \quad (7$$

$$\sigma_e = \frac{15 \cdot 30 \cdot 56{,}75}{21{,}3} = 1200 \text{ kg/cm}^2 \quad (17$$

$$F_e = \frac{1238 \cdot 30}{1200} = 30{,}9 \text{ cm}^2 \quad (16$$

Bei Biegung und Normaldruck (N_d) können die in Heft 7/8 angegebenen Gleichungen entsprechende Anwendung finden.

Bei einfacher Bewehrung ist für diesen Fall die genaue Ermittlung von H′ und F_e von einigen Versuchsrechnungen abhängig. Denn da einerseits der Hebelarm der Normalkraft $\left(\frac{H}{2} - a\right)$ von der Höhe H′ abhängig ist und somit auch das Moment M_e aus M und N_d um die Zugeisen, anderseits aber eine jede Balkenhöhe für ein und dasselbe Randspannungsverhältnis nur ein bestimmtes Moment M_e aufnehmen kann, so muß H′ geschätzt werden, und es ist dann nachzuprüfen, ob für die geschätzte Höhe die Randspannungen mit den Annahmen bzw. Voraussetzungen übereinstimmen.

Bei doppelter Bewehrung können zwei Fälle unterschieden werden.

Fall 1: Es wird H′ bestimmt für das Biegungsmoment M; also ohne Rücksicht auf das Moment aus der Normalkraft.

Tafel 2.

σ_b/σ_e	30/1200	25/1000	22,5/900
s	0,273	0,273	0,273
r	0,518	0,568	0,599

$\frac{x'}{d}$	$b_0:b$												$\frac{x'}{d}$
	0,125		0,150		0,175		0,200		0,225		0,250		
	k	z:H′	k	z:H′	k	z:H′	k	z:H′	k	z:H′	k	z:H	
1,1	0,007	0,914	0,007	0,913	0,006	0,913	0,006	0,913	0,005	0,913	0,005	0,913	1,1
1,2	015	917	015	916	014	916	014	916	013	916	012	916	1,2
1,3	027	920	026	919	025	919	024	919	023	919	022	919	1,3
1,4	041	923	040	922	039	922	037	921	036	921	035	921	1,4
1,5	0,058	0,926	0,056	0,925	0,054	0,925	0,052	0,924	0,051	0,924	0,049	0,924	1,5
1,6	078	929	075	928	072	928	070	927	068	927	065	926	1,6
1,7	100	932	0,96	931	092	931	088	930	084	929	081	928	1,7
1,8	122	935	116	934	111	933	106	932	101	931	096	930	1,8
1,9	143	938	136	937	129	935	123	934	117	933	112	932	1,9
2,0	0,165	0,941	0,157	0,939	0,148	0,937	0,141	0,936	0,134	0,935	0,127	0,934	2,0
2,1	187	943	178	941	168	939	159	938	151	937	143	936	2,1
2,2	210	945	199	943	187	941	177	940	167	939	158	937	2,2
2,3	232	947	220	945	207	943	195	941	184	940	174	938	2,3
2,4	155	949	241	946	227	944	214	942	201	941	190	939	2,4
2,5	0,278	0,950	0,262	0,947	0,247	0,945	0,232	0,943	0,218	0,942	0,205	0,940	2,5
2,5					266	946	250	944	235	943	221	941	2,6
2,7					286	947	269	945	252	944	236	942	2,7
2,8					305	948	287	946	269	945	251	942	2,8
2,9					325	948	305	947	285	945	266	942	2,9
3,0					0,344	0,948	0,323	0,947	0,301	0,945	0,281	0,942	3,0

Dann erfolgt die Bestimmung von H′ für M an Hand der Tafeln. Das restliche Moment $N_d\left(\frac{H}{2}=a\right)$ wird den Druckeisen zugewiesen.

Fall 2: Es ist eine bestimmte Höhe H′ gegeben. Hier läßt sich sofort das Moment M_e aus dem Biegungsmoment und der Normalkraft bestimmen. Es wird nun dasjenige Moment M_b, welches der Querschnitt für die zulässigen Spannungen ohne Druckeisen aufnehmen kann, ermittelt. Das restliche Moment $(M_e - M_b)$ wird den Druckeisen zugewiesen.

Bei Biegung und Normaldruck ist bei Bestimmung von F_e zu berücksichtigen, daß die Eisenzugkraft Z um N_d vermindert wird. Es ist also $Z = D - N_d$.

Sinngemäß sind die im Heft 7/8 angegebenen Gleichungen auch bei Biegung und Normalzug (N_z) anwendbar. Hierbei ist zu beachten, daß sich das Moment M_e um $N_z\left(\frac{H}{2}-a\right)$ verkleinert und daß für die Eisenzugkraft N_z hinzukommt. Es wäre also hierfür:

$$M_e = M - N_z\left(\frac{H}{2}-a\right); \qquad Z = D + N_z.$$

Rechnungsbeispiele.

Biegung und Normaldruck, einfache Bewehrung.

Es sei:

$$M = 50{,}0 \text{ mt}, \quad N_d = 10{,}78 \text{ t}\left(\text{in } \frac{H}{2} \text{ angreifend}\right)$$

$$\sigma_b/\sigma_e = 40/1200 \text{ kg/cm}^2,$$

$$d = 13 \text{ cm}, \quad b = 160 \text{ cm}, \quad b_0 = 40 \text{ cm}, \quad c = 120 \text{ cm}.$$

Geschätzt:

$$H' = 84 \text{ cm}, \quad a = 6 \text{ cm}, \quad H = 90 \text{ cm}.$$

Hierfür wird:

$$M_e = M + N_d\left(\frac{H}{2}-a\right) = 5\,000\,000 + 10\,780\left(\frac{90}{2}-6\right) = 5\,420\,000 \text{ cmkg}.$$

$$x = 0{,}333 \cdot 84 = 28 \text{ cm}, \quad v = 28 - 13 = 15 \text{ cm};$$

$$p = \frac{\frac{160 \cdot 28^2}{6} - \frac{15^2 \cdot 120}{56} \cdot 18}{80 \cdot 28 - 482} = \frac{12\,240}{1758} = 6{,}95 \text{ cm}$$

$$z = 84{,}0 - 6{,}95 = 77{,}05 \text{ cm},$$

$$D = 1758 \cdot 40 = 70\,320 \text{ kg}.$$

Der gewählte Querschnitt kann ein Moment aufnehmen von

$$M_b = 70\,320 \cdot 77{,}05 = 5\,420\,000 \text{ cmkg}.$$

Da M_b mit M_e übereinstimmt, so ist die Höhe H′ zutreffend gewählt. Sie ist durch mehrmalige Versuchsrechnung gefunden worden.

Nun ist:

$$Z = D - N_d = 70\,320 - 10\,780 = 59\,540 \text{ kg}$$

und es ergibt sich:

$$F_e = \frac{59\,540}{1200} = 49{,}60 \text{ cm}^2.$$

Biegung und Normaldruck, doppelte Bewehrung.

Fall 1.

Gegeben sei:

$$M = 63{,}5 \text{ mt}, \quad N_d = 8{,}65 \text{ t}\left(\text{in } \frac{H}{2} \text{ angreifend}\right)$$

$$\sigma_b/\sigma_e = 40/1200 \text{ kg/cm}^2;$$

Tafel 3.

σ_b/σ_e	40/1200	33,3/1000	30/900
s	0,333	0,333	0,333
r	0,411	0,451	0,475

$\frac{x'}{d}$	$b_0:b$ = 0,125		0,150		0,175		0,200		0,225		0,250		$\frac{x'}{d}$
	k	z:H′	k	z:H′	k	z:H′	k	z:H′	k	z:H′	k	z:H′	
1,1	0,005	0,892	0,005	0,892	0,005	0,892	0,005	0,892	0,004	0,892	0,004	0,892	1,1
1,2	013	896	013	896	012	896	012	896	011	896	010	895	1,2
1,3	024	900	023	900	022	900	021	900	021	899	020	898	1,3
1,4	038	904	037	904	035	903	034	903	033	902	032	901	1,4
1,5	0,054	0,908	0,052	0,907	0,050	0,906	0,048	0,905	0,047	0,905	0,045	0,904	1,5
1,6	072	912	070	911	067	910	065	909	063	908	061	907	1,6
1,7	092	916	089	915	085	914	083	913	080	911	077	910	1,7
1,8	113	920	108	919	103	917	100	916	096	914	092	913	1,8
1,9	134	924	128	922	122	920	117	919	112	917	107	916	1,9
2,0	0,156	0,927	0,149	0,925	0,141	0,923	0,135	0,921	0,128	0,920	0,122	0,919	2,0
2,1	178	930	169	927	160	925	152	923	144	922	138	921	2,1
2,2	200	932	190	929	179	927	170	925	160	924	153	923	2,2
2,3	222	934	210	931	198	929	187	927	176	926	168	924	2,3
2,4	244	936	231	933	217	931	205	929	193	927	183	925	2,4
2,5	0,266	0,938	0,251	0,935	0,236	0,933	0,223	0,930	0,210	0,928	0,198	0,926	2,5
2,6					255	934	241	931	227	929	213	927	2,6
2,7					274	935	259	932	244	930	228	928	2,7
2,8					293	936	277	933	260	931	243	929	2,8
2,9					313	937	295	934	276	932	258	930	2,9
3,0					0,333	0,937	0,313	0,935	0,292	0,932	0,272	0,930	3,0

$d = 13$ cm, $b = 160$ cm, $b_0 = 40$ cm;

$$c = 120 \text{ cm}, \quad \frac{b_0}{b} = \frac{40}{160} = 0{,}25.$$

$$h' = 0{,}411 \cdot \sqrt{\frac{63\,500}{1{,}6}} = 82{,}0 \text{ cm}$$

$$\frac{x'}{d} = \frac{0{,}333 \cdot 82{,}0}{13} = 2{,}1,$$

mithin nach Tafel 3:

$$k = 0{,}138 \text{ und } H' = 82{,}0 \cdot 1{,}138 = 93{,}22,$$

gewählt $H' = \sim 93{,}0$ cm, $a = 7$ cm, $H = 93 + 7 = 100$ cm.

Durch die Verminderung (Abrundung) von H' auf 93,0 cm wird das Moment M_b, welches der Querschnitt ohne Druckeisen aufnehmen kann, etwas kleiner, wie das in der Gleichung für h' eingesetzte Moment von 63,5 mt.

$$x = 0{,}333 \cdot 93{,}0 = 31 \text{ cm}; \quad v = 31 - 13 = 18 \text{ cm}$$

$$p = \frac{\frac{160 \cdot 31^2}{6} - \frac{18^2 \cdot 120}{62} \cdot 19}{80 \cdot 31 - 627} = \frac{13\,800}{1853} = 7{,}45 \text{ cm}.$$

$$z = 93{,}0 - 7{,}45 = 85{,}55 \text{ cm}.$$

$$M_e = 6\,350\,000 + 8650 \left(\frac{100}{2} - 7\right) = 6\,722\,000 \text{ cmkg}$$

$$M_b = 1853 \cdot 40 \cdot 85{,}55 \qquad = 6\,340\,000 \text{ „}$$

Mithin restliches M_e' $= 382\,000$ cmkg,

welches von den Druckeisen F_e' aufzunehmen ist.

Für die Druckeisen wird bei $a' = 4$ cm:

$$m = 31{,}0 - 4 = 27 \text{ cm},$$

$$\sigma_e' = \frac{15 \cdot 40 \cdot 27}{31} = 523 \text{ kg/cm}^2,$$

$$D_e' = \frac{382\,000}{93 - 4} = 4300 \text{ kg},$$

$$F_e' = \frac{4300}{523} = 8{,}2 \text{ cm}^2.$$

Weiter wird:

$$D = 1853 \cdot 40 + 4300 = 78\,420 \text{ kg} \quad (D_b + D_e')$$

$$Z = 78\,420 - 8650 = 69\,770 \text{ kg} \quad (D - N_d),$$

$$F_e = \frac{69\,770}{1200} = \mathbf{58{,}10} \text{ cm}^2.$$

Biegung und Normaldruck, doppelte Bewehrung.

Fall 2.

Es kann hier derselbe Rechnungsgang eingeschlagen werden, wie im vorstehenden Beispiel für Fall 1. Nur fällt hier die Bestimmung der Höhe H' fort und die Berechnung beginnt mit der Ermittlung von x und p.

Oberdollendorf a. Rhein. 25. Mai 1920.

G. Hartschen, Bauing.

DER VERWALTUNGSTECHNIKBR UND DAS STUDIUM AN DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE.

Von Dipl.-Ing. Hans Schäfer, München.

Die Reform des Hochschulstudiums bewegt zurzeit die Fachwelt in tiefgehender Weise. Die nachstehenden Zeilen sollen sich nicht mit der Gesamtheit der hierbei auftauchenden Fragen beschäftigen. Ihr Zweck ist lediglich, eine Sonderfrage zur Betrachtung herauszunehmen.

Das Verlangen des Technikers nach Zulassung zur Betätigung in der Verwaltung ertönt lauter als je; wir hoffen, daß diese alte Forderung nun endlich ihre Erfüllung finden wird. Wir werden also hoffentlich in Zukunft damit rechnen können, daß Ingenieure in größerem Umfange in der Verwaltung tätig werden, und wir müssen demgemäß die Frage aufwerfen, ob das Hochschulstudium den dadurch an den Techniker herantretenden Anforderungen auf dem Gebiete der Verwaltung entspricht oder ob bei der Reform des Hochschulstudiums auch hier ein Ausbau erfolgen muß. Die Hochschule soll dem Techniker das wissenschaftliche Rüstzeug für seine Tätigkeit in der Verwaltung geben, damit auch der Einwand der mangelnden Ausbildung auf diesen Gebieten, welcher gar zu gern von den Gegnern der Verwaltungstätigkeit des Technikers erhoben wird, hinfällig wird.

Dem Ingenieur muß die Möglichkeit geboten werden, sich mit all den Wissensgebieten vertraut zu machen, die ihm zwar ganz allgemein von Nutzen sind, die er aber, wenn er Verwaltungsbeamter werden will, unbedingt braucht. Wir müssen in der Verwaltungswissenschaft ausgebildete Techniker haben, soll der Anspruch auf Mitwirkung in der Verwaltung wirklich zum Ziele führen. Wenn wir ehrlich sein wollen — und eine Besserung kann nur aus klarer Erkenntnis der Mängel entspringen —, so begegnet man bedauerlicherweise in technischen Kreisen häufig nur ganz außerordentlich mangelhafter Kenntnis selbst der wichtigsten Gesetze. Dem muß durch eine von praktischen Gesichtspunkten getragene Ausbildung Rechnung getragen werden.

Die Frage ist, welche Ergänzung des Wissens für den technischen Verwaltungsbeamten notwendig ist und wie sie ihm vermittelt werden soll. Zunächst muß ihm die Kenntnis der Verfassung und der gesamten Staatsverwaltung vorgetragen werden. Weiter muß ihm Belehrung über die wesentlichen Bestimmungen des bürgerlichen Rechtes (insbesondere aus dem allgemeinen Teil des BGB, aus dem Recht der Schuldverhältnisse und dem Sachenrecht) und des Handelsrechtes geboten werden. Patent- und Urheberrecht, Gewerbeordnung, die sozialpolitischen und wirtschaftspolitischen Gesetze, die Versicherungsgesetze müssen ihrer Bedeutung für die technische Verwaltung entsprechend und in dem hierdurch gebotenen Umfange gewürdigt werden. Die übrige Gesetzgebung (z. B. Strafrecht) käme nur soweit in Betracht, als sie für den technischen Verwaltungsbeamten wesentlichen Wert besitzt. Besondere Bedeutung ist insbesondere der Kenntnis der eigentlichen praktischen Verwaltungstätigkeit und Verwaltungsorganisation, ferner der Bauordnungen, schließlich des gesamten Verdingungswesens und der Vertragsformen zu widmen. Es ist selbstverständlich, daß der Vortrag dieser Gebiete getragen sein muß von einem praktischen Verständnis für die Bedürfnisse des Ingenieurs und daß seminaristische Übungen mit Behandlung praktischer Fälle den Vortrag ergänzen müssen. Dazu gehören besonders bewährte Lehrkräfte, die im praktischen Leben gestanden und sich dabei bewährt haben. Diese Kräfte müßten auch ständig in Fühlung mit den praktischen Aufgaben des rechtlichen und wirtschaftlichen Ingenieurlebens bleiben; am wenigsten ist hier bei den ständig sich weiter bildenden Rechtsnormen und Fragen der praktischen Wirtschaft ein Verknöchern angebracht.

Eine zweite Frage ist die, wann und wie dem Studierenden der erwähnte Stoff geboten werden soll. Die Ausbildung gehört, wenn man den Försterschen Plan des Hochschulstudiums (in Nr. 1 des „Bauingenieur") zugrunde legt, in den ersten allgemeinen Teil des eigentlichen Fachstudiums. Eine Prüfung über die erwähnten Rechtsfächer in einem ihrer Bedeutung für den Verwaltungsingenieur erforderlichen Umfange würde ihm schließlich noch seine Ausbildung auch auf diesen Gebieten bezeugen, nicht als Jurist, wie ausdrücklich betont werden soll, sondern seine Ausbildung als Verwaltungstechniker auf den einschlägigen wesentlichen Gebieten des Rechtes.

Ein Hinweis auf die Möglichkeit der Ausbildung in der allgemeinen Abteilung der Technischen Hochschulen schlägt

meines Erachtens nicht durch; denn von der gebotenen Möglichkeit wird doch nur in beschränktem Umfange Gebrauch gemacht. Außerdem muß auf die Kenntnis der Gesetze des täglichen Bedarfs erhöhter Wert gelegt werden.

Die Volkswirtschaftslehre bietet begreiflicherweise nach ihrer Aufgabe und ihrem Wesen hier nicht all das, was letzten Endes der Ingenieur im praktischen Leben am notwendigsten braucht; sie vermittelt ihm die Kenntnis der wirtschaftlichen Zusammenhänge, damit die Möglichkeit einer kritischen Würdigung der bestehenden wirtschafts- und sozialpolitischen Verhältnisse. Praktisch aber braucht der Ingenieur weniger Staatsrechtsphilosophie, Rechtsphilosophie, Wirtschaftsphilosophie, weniger Staatsrechtspolitik, Rechtspolitik, Wirtschaftspolitik als Staatsrechtslehre, Rechtslehre, Volkswirtschaftslehre; er braucht die Kenntnis des Tatsächlichen, wie es ist, denn damit muß er rechnen, das sind die ihm gegebenen Größen des praktischen Lebens. Er muß beispielsweise das Recht des Tarifvertrages kennen; welche sozialpolitischen und rechtlichen Theorien und Forderungen aber mit der Frage des Tarifvertrages zusammenhängen, das ist für den praktisch tätigen Ingenieur zwar eine wichtige Frage, aber doch eine Frage, die gegenüber der Lehre des tatsächlich geltenden Rechts weit geringere Bedeutung besitzt.

Der Verwaltungstechniker soll auch zunächst ein tüchtiger Fachmann auf seinem eigentlichen Fachgebiete werden; dann erst soll er sich zum Verwaltungstechniker ergänzen. Das Eindringen der Technik in die Verwaltung wird nicht dadurch erreicht, daß an der allgemeinen Abteilung der Technischen Hochschulen ausgebildete Volkswirtschaftler in die Verwaltung kommen, wir brauchen den eigentlichen praktischen Techniker mit den erforderlichen Verwaltungskenntnissen.

Wie aber soll es mit den Studierenden gehalten werden, die von der Hochschule abgehen, ohne die Ergänzungsprüfung zu machen? Ihnen muß es freistehen, sich der Prüfung jederzeit, auch noch aus der Praxis heraus, auch ohne den Belegnachweis für die betreffenden Fächer zu unterziehen. Man mag über Prüfungen denken, wie man will, ich halte eine Prüfung für wesentlich und unbedingt notwendig, weil sie allein die eingehende Beschäftigung mit den in Frage kommenden Gebieten und ihre Kenntnis verbürgt. Das aber ist erforderlich, um den Anspruch auf Verwaltungstätigkeit innerlich zu stützen und zu tragen.

BEITRAG ZUR BESTIMMUNG DER EIGENGEWICHTSSPANNUNGEN VON BOGENTRÄGERN.

Von Dr. techn. Josef Wanke, Prag.

Bei einem statisch unbestimmten System wählt man das statisch bestimmte Grundsystem derart, daß die Gleichungen zur Bestimmung der Unbekannten eine möglichst einfache Form annehmen. Die Unbekannten, die auch Gruppen von Überzähligen darstellen können, greifen an diesem Hauptsystem an. Für besondere Belastungsfälle erweist sich manchmal ein anderes statisch bestimmtes Grundsystem als zweckmäßig, da dadurch eine Vereinfachung in der Berechnung der Unbekannten erzielt werden kann. Es soll nun gezeigt werden, daß es nicht nötig ist, für dieses neue Grundsystem andere Ausdrücke der Unbekannten abzuleiten. Es seien $X_1, X_2 \ldots, X_n$ die Unbekannten, $\mathfrak{M}$ bzw. $\mathfrak{N}$, $\mathfrak{Q}$ die Momente, bzw. Achsialkräfte, Querkräfte der äußeren Belastung im zugehörigen statisch bestimmten Grundsystem, $\mathfrak{M}'$, $\mathfrak{N}'$, $\mathfrak{Q}'$ die entsprechenden Größen im geänderten Grundsystem. Wir können nun die neuen Unbekannten $X_1', X_2', \ldots, X'_n$ derart wählen, daß die Belastungszustände $X_r' = 1$ und $X_r = 1$ übereinstimmen. Die Elastizitätsgleichungen bleiben vollkommen ungeändert, nur sind die Werte $\mathfrak{M}$, $\mathfrak{N}$, $\mathfrak{Q}$ durch $\mathfrak{M}'$, $\mathfrak{N}'$, $\mathfrak{Q}'$ zu ersetzen. Ist das neue Grundsystem derart gewählt, daß z. B. die Momente $\mathfrak{M}'$ verschwinden oder derartige Werte haben, daß sich dadurch eine Vereinfachung in der Berechnung des Zählerausdruckes in den Unbekannten ergibt, so erkennt man den Vorteil dieser Rechnungsweise. Namentlich wird man damit bei allen Bogenträgern, deren Bogenform der Stützlinie für die ständigen Lasten entspricht, einen Vorteil erzielen, da für den Dreigelenkbogen als statisch bestimmtes Grundsystem die vom Eigengewicht herrührenden Momente $\mathfrak{M}'$ verschwinden.

Im Folgenden soll der Berechnungsgang an einigen Bogenträgern gezeigt werden.

Zweigelenkbogen.

Der Ausdruck des auf den frei aufliegenden Träger bezogenen Horizontalschubes lautet bekanntlich bei voller Berücksichtigung des Einflusses der Achsial- und Querkräfte

$$H = -\frac{\int \frac{\mathfrak{M}\, y\, ds}{J} + \int \frac{\mathfrak{N} \cos\varphi\, ds}{F} + \frac{E}{G}\int \frac{\mathfrak{Q} \sin\varphi\, ds}{F}}{\int \frac{y^2\, ds}{J} + \int \frac{\cos^2\varphi\, ds}{F} + \frac{E}{G}\int \frac{\sin^2\varphi\, ds}{F}}.$$

Dabei werden die von den Achsial- und Querkräften herrührenden Zählerglieder gewöhnlich vernachlässigt, im Nenner bei nicht zu steilem Bogen nur das Glied $\int \frac{\cos^2\varphi\, ds}{F}$ als Korrektionsgröße berücksichtigt. Ist der Bogen nach dem Gewicht der ständigen Lasten geformt, so nehmen die auf den Dreigelenkbogen bezogenen Momente, Achsial- und Querkräfte folgende Werte an:

$$\mathfrak{M}' = 0; \quad \mathfrak{N}' = H_g^0 \sec\varphi; \quad \mathfrak{Q}' = 0.$$

H_g^0 bezeichnet den Horizontalschub des Dreigelenkbogens. Wir erhalten damit:

$$H_g' = -H_g^0 \frac{\int \frac{ds}{F}}{\int \frac{y^2\, ds}{J} + \int \frac{\cos^2\varphi\, ds}{F}} = -H_g^0\, h,$$

wobei h die Abkürzung für den Bruch bedeutet. Die Momente und der Bogenschub im statisch unbestimmten System sind dann:

$$M_g = -H_g' y = H_g^0\, h\, y,$$
$$H_g = H_g^0 + H_g' = H_g^0 [1 - h].$$

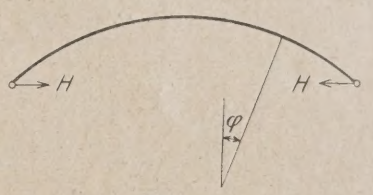


Abb. 1.

Die Achsialkräfte berechnen sich aus:

$$N_g = H_g^0 \sec\varphi + H_g' \cos\varphi = H_g^0 [\sec\varphi - h \cos\varphi].$$

Beim Zweigelenkbogen mit Zugband tritt im Zähler und Nenner noch das vom Zugband herrührende Glied $\frac{l}{F_z}$ hinzu; dabei bezeichnet l die Spannweite des Bogens, F_z den konstanten Zugbandquerschnitt.

$$H'_g = -H_g^0 \frac{\int \frac{ds}{F} + \frac{l}{F_z}}{\int \frac{y^2\, ds}{J} + \int \frac{\cos^2\varphi\, ds}{F} + \frac{l}{F_z}}.$$

Fachwerksbogen mit zwei Gelenken.

Beim Zweigelenkbogen der Abb. 2a nimmt man gewöhnlich den Untergurt parabelförmig an. Läßt man die Annahme zu, daß das Eigengewicht gleichmäßig über die ganze Trägerlänge verteilt ist, was bei nicht zu großem Pfeilverhältnis gewiß zulässig ist, so wird in dem Dreigelenkbogen mit dem Scheitel-

gelenk im Untergurt nur der Untergurt Spannungen bekommen. Sind die ständigen Lasten nicht gleichmäßig verteilt, so kann man durch Formung des Untergurtes nach diesen ständigen Lasten denselben Erfolg erzielen. Auf den frei aufliegenden Träger bezogen, lautet der Ausdruck für den Horizontalschub:

$$H_g = -\frac{\sum \mathfrak{S}\,\mathfrak{S}_H\, r}{\sum \mathfrak{S}_H^2\, r}.$$

Dabei bezeichnen $\mathfrak{S}$ die vom Eigengewicht herrührenden Stabspannungen des frei aufliegenden Trägers, $\mathfrak{S}_H$ die Stabspannungen infolge $H = 1$ und r den Quotienten aus Stablänge und Fläche $r = \frac{s}{F}$. Die Summenausdrücke beziehen sich auf alle Stäbe. Im Dreigelenkbogen der Abb. 2b werden durch die ständigen Lasten nur der Untergurt und die Vertikalen beansprucht. Wenn wir den geringen Einfluß der letzteren vernachlässigen, erhalten wir mit den Werten der Untergurtkräfte $\mathfrak{S}' = H_g^0 \sec\varphi$ für den Horizontalschub

$$H_g' = -H_g^0 \frac{\sum \mathfrak{S}_H^u\, r \sec\varphi}{\sum \mathfrak{S}_H^2\, r} = -H_g^0\, h.$$

Die in den Untergurtstäben auftretenden Spannungen sind:

$$S^u = H_g^0 \sec\varphi + H_g'\, \mathfrak{S}_H^u = H_g^0\,[\sec\varphi - h\, \mathfrak{S}_H^u].$$

Die Spannungen der übrigen Stäbe sind:

$$S = H_g'\, \mathfrak{S}_H = -H_g^0\, h\, \mathfrak{S}_H.$$

Beim Zweigelenkfachwerksbogen mit Zugband (Abb. 2c) tritt analog wie beim Vollwandbogen im Zähler und Nenner das Glied $\frac{1}{F_z}$ hinzu.

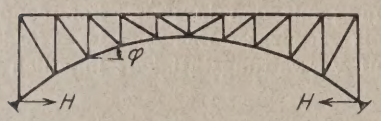


Abb. 2 a.

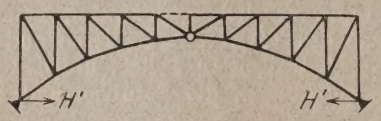


Abb. 2 b.

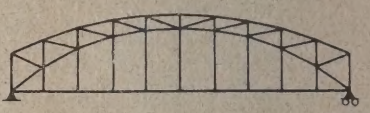


Abb. 2 c.

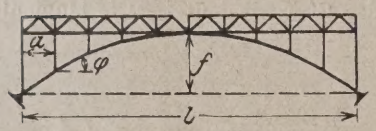


Abb. 3.

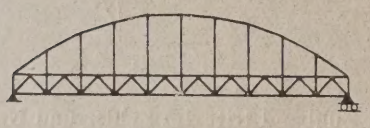


Abb. 4.

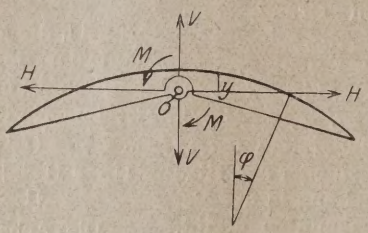


Abb. 5 a.

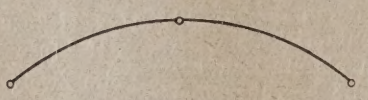


Abb. 5 b.

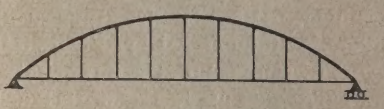


Abb. 6.

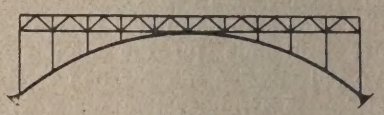


Abb. 7.

Versteifter Stabbogen.

Wir wählen das Grundsystem der Abb. 3 und erhalten, wenn wir wieder den Einfluß der durchgehenden Ständer vernachlässigen, für den Horizontalschub

$$H_g' = -H_g^0 \frac{\sum \mathfrak{S}_H\, r \sec\varphi}{\sum \mathfrak{S}_H^2\, r} = -H_g^0\, h,$$

wobei sich der Summenausdruck des Zählers auf den Stabbogen bezieht. Für diesen gilt auch $\mathfrak{S}_H = \sec\varphi$ und wir bekommen damit:

$$H_g' = -H_g^0 \frac{\sum r \sec^2\varphi}{\sum \mathfrak{S}_H^2\, r}.$$

Die Stabkräfte ergeben sich:

im Bogen: $S_g = H_g^0 \sec\varphi + H_g' \sec\varphi = H_g^0\,[1-h] \sec\varphi$;

in den Ständern: $S_g = H_g\,(1-h)\,\frac{8f}{l^2}\,a$;

im Versteifungsträger: $S_g = H_g'\, \mathfrak{S}_H = -H_g^0\, h\, \mathfrak{S}_H$.

Ein analoger Ausdruck ergibt sich auch für den Horizontalschub einer versteiften Hängebrücke.

Langerscher Balken (Abb. 4).

Hier tritt im Zähler noch das dem Obergurt des Versteifungsträgers entsprechende Glied hinzu

$$H_g' = -H_g^0 \frac{\sum r \sec^2\varphi + \sum^0 \mathfrak{S}_H\, r}{\sum \mathfrak{S}_H^2\, r} = -H_g^0\, h.$$

Die Stabkräfte sind

im Bogen: $S_g = H_g^0 \sec\varphi + H_g \sec\varphi = H_g^0\,[1-h] \sec\varphi$.

in den Hängestangen: $S_g = -H_g^0\,[1-h]\,\frac{8f}{l^2}\,a$.

im Obergurt des Versteifungsträgers: $S_g = -H_g^0\,[1-h\,\mathfrak{S}_H]$.

in den übrigen Stäben: $S_g = H_g'\, \mathfrak{S}_H = -H_g^0\, h\, \mathfrak{S}_H$.

Eingespannter Bogen.

Für die auf den frei aufliegenden Träger bezogenen, im Schwerpunkt O der elastischen Gewichte $\frac{ds}{J}$ angreifenden Unbekannten gelten bei voller Berücksichtigung der Achsial- und Querkräfte folgende Beziehungen:

$$M = -\frac{\int \frac{\mathfrak{M}\,ds}{J}}{\int \frac{ds}{J}}$$

$$V = -\frac{\int \frac{\mathfrak{M}\, x\, ds}{J} + \int \frac{\mathfrak{N} \sin\varphi\, ds}{F} - \frac{E}{G}\int \frac{\mathfrak{Q}\cos\varphi\, ds}{F}}{\int \frac{x^2\, ds}{J} + \int \frac{\sin^2\varphi\, ds}{F} + \frac{E}{G}\int \frac{\cos^2\varphi\, ds}{F}}$$

$$H = -\frac{-\int \frac{\mathfrak{M}\, y\, ds}{J} + \int \frac{\mathfrak{N}\cos\varphi\, ds}{F} + \frac{E}{G}\int \frac{\mathfrak{Q}\sin\varphi\, ds}{F}}{\int \frac{y^2\, ds}{J} + \int \frac{\cos^2\varphi\, ds}{F} + \frac{E}{G}\int \frac{\sin^2\varphi\, ds}{F}}$$

Bei nicht zu steilem Bogen kann man ohne Bedenken im Nenner von H das von den Querkräften herrührende Glied, im Nenner von V das 2. und 3. Glied vernachlässigen. Ist der Bogen nach dem Eigengewicht geformt, so gelten für den Dreigelenkbogen folgende Beziehungen:

$$\mathfrak{M}' = 0; \quad \mathfrak{N}' = H_g{}^0 \sec\varphi; \quad \mathfrak{Q}' = 0.$$

Demnach erhalten wir für die auf den Dreigelenkbogen bezogenen Unbekannten, da auch das 2. Zählerintegral im Ausdruck für V verschwindet:

$$M' = 0; \quad V' = 0;$$

$$H_g' = -H_g{}^0 \frac{\int \frac{ds}{F}}{\int \frac{y^2\, ds}{J} + \int \frac{\cos^2\varphi\, ds}{F}} = -H_g{}^0 h.$$

Die Momente, Achsialkräfte und der Horizontalschub des eingespannten Bogens sind also:

$$M_g = -H_g' y = H_g{}^0 h\, y,$$
$$N_g = H_g{}^0 \sec\varphi + H_g' \cos\varphi = H_g{}^0 [\sec\varphi - h\cos\varphi],$$
$$H_g = H_g{}^0 + H_g' = H_g{}^0 [1 - h].$$

Die gleichen Beziehungen leitet Mörsch auf anderem Wege ab[1]).

Deutlicher noch zeigt sich die Zweckmäßigkeit des Verfahrens an hochgradig statisch unbestimmten Systemen, die sich auf einen Dreigelenkbogen als statisch bestimmtes Grundsystem zurückführen lassen und deren Bogenform der Stützlinie der ständigen Lasten entspricht. Bei den Bogen- und Hängebrücken mit einem Vierendeelträger als Versteifungsträger[2]) ergibt sich mit geringen Vernachlässigungen ein einfacher Ausdruck für den Horizontalschub der ständigen Lasten, während die übrigen Unbekannten verschwinden. Die einfache Bestimmung der Eigengewichtsspannungen des Trägers der Abb. 6, bei welchem Bogen und Streckträger gelenklos aneinander schließen und durch Hängestangen verbunden sind, und des durch einen Paralleltträger versteiften Bogens, Abb. 7, bei welchem in den Anschlußpunkten der Ständer keine Gelenke angenommen sind, soll an anderer Stelle gezeigt werden.

NEUERE WASSERTÜRME *).

Wasserturm für eine Fabrik in Baden.
Entwurf und Ausführung von Gebr. Rank, München.

Von Dipl.-Ing. G. Escher, München.

Der Wasserturm ist bestimmt zur Aufnahme eines Behälters mit 600 cbm Betriebswasser für eine Fabrik, ferner eines kleineren Trinkwasserbehälters mit 70 cbm Inhalt. Als Höhe des Wasserspiegels für den großen Behälter waren 33,8 m über Boden festgelegt. Da die Wassertiefe ziemlich groß gewählt wurde, durchschnittlich 8 m, ergab sich dementsprechend eine kleine Grundfläche, die einen Unterbau von ebenfalls geringen Abmessungen zur Folge hatte. Damit war für den ganzen Turm eine schlanke Form gegeben. — Durch geschickte Ausnützung verschiedener, aus betriebstechnischen Gründen erforderlicher Bauteile, ferner durch maßvolle Verwendung von Schmuckformen kam ein Bauwerk zustande, das infolge seiner guten Verhältnisse von vorteilhafter architektonischer Wirkung ist. Selbstverständlich wird der Wasserturm auch allen Anforderungen des Betriebes gerecht. Abb. 1 stellt die Ansicht, Abb. 2 einen Hauptschnitt und Abb. 3 die Grundrisse dar.

Im Erdgeschoß waren Räume für eine Feuerwehrstation unterzubringen: Spritzenraum, Schlauchwaschraum und Wachraum. Daneben mußten die in die oberen Geschoße führende Treppe und die Rohrleitungen angeordnet werden. Dazu war ein Raum erforderlich, der bedeutend größer war als der lediglich zur Unterstützung der Behälter dienende Schaft des Turmes. Es mußte daher eine Erweiterung des Erdgeschoßes vorgenommen werden.

Diese Verbreiterung des Fußes war auch aus architektonischen Gründen erwünscht und bot Gelegenheit zu wirkungsvoller Ausgestaltung, namentlich durch den Übergang aus dem Quadrat des Erdgeschosses in das Achteck des Turmschaftes. Konstruktiv war dieser Übergang schwieriger zu lösen. Das ganze Gewicht des Turmes vom 1. Stock an ruht auf einem achteckigen steifen Ring von 1,80 m Konstruktionshöhe. Zur Aufnahme der Lasten im Erdgeschoß dienen 8 Säulen, die schief angeordnet sind, weil sie einesteils unten den nötigen Raum freilassen, andernteils oben in den Versteifungsring eingreifen müssen. Die Dachflächen dieses unten vorspringenden Bauteils wurden ebenfalls in Eisenbeton konstruiert und durch ein Ziegeldach abgedeckt.

Die Treppe ist im Erdgeschoß in einem besonderen Treppenhaus untergebracht, geht dann im 1. und 2. Stock bis zur Decke über dem kleinen Behälter bis zur Höhe 22,85 längs der Umfassungsmauer. Die Stufen sind freitragend in die Mauer eingespannt. Über dem kleinen Trinkwasserbehälter geht dann die Treppe in der Mitte als Wendeltreppe hoch in einem besonderen Schacht durch den großen Behälter und endigt auf der Decke über diesem, welche als begehbare Plattform ausgebildet ist.

Der Zutritt zum Rundgang um den Behälter geschieht durch eine eiserne Steigleiter in einem eigens dazu vorgesehenen Erker. Über dem Ausgang der Wendeltreppe auf der Plattform wurde ein Aufbau angebracht, der aus architektonischen Gründen etwas reicher ausgestaltet wurde, als lediglich als Abschluß der Treppe nötig gewesen wäre.

Der untere Behälter von achteckigem Grundriß mit einem Inhalt von 70 cbm ruht auf einem Sprengwerk, das, ohne die darunterliegende Decke in Anspruch zu nehmen, die Last unmittelbar auf die Umfassung abstützt. Der Behälter wurde oben durch eine Decke abgeschlossen, teils zum Schutz des Trinkwassers, teils um für die Treppe ein Podest zu erhalten.

Beim großen Behälter wurde die günstige Form des runden Grundrisses gewählt, für den Boden die Form einer Kuppel, die große Vorteile hat, u. a. den, daß das Gewicht des ganzen Behälters sich dadurch unmittelbar auf der Umfassungsmauer abstützt.

Um den Behälter wurde ein Rundgang angeordnet, einmal zur Kontrolle, sodann um den Behälter zu isolieren. Der Grundriß der Umfassungsmauer ist achteckig. Die Wand besteht aus porösen Lochsteinen, nur in den Ecken wurden zur Versteifung Säulen in Eisenbeton ausgeführt. Der Rundgang wird in etwa 5 m Höhe durch eine horizontale Eisenbetondecke abgeschlossen, über welcher noch ein schräges Dach angeordnet

*) Vgl. den ersten Teil der Ausführungen unter gleicher Überschrift in Heft 13.

[1]) Schweizerische Bauzeitung 1906.
[2]) Dr. Vinzenz, Der Vierendeelträger als Streckträger von Bogen- und Hängebrücken. Prag, Technische Blätter 1917.

wurde. Dieses Dach vermittelt den Übergang aus der achteckigen Form des Rundgangs in den Kreis des Behälters. Auch hier konnte mit einfachen Mitteln eine gute architektonische Wirkung erzielt werden. Unterstützt wird sie durch den vorhin erwähnten Erker und die Konsolen zur Unterstützung des Rundganges.

Der oberhalb der Abschlußdecke des Rundganges liegende Teil des Behälters wurde ebenfalls isoliert und zwar durch eine 12 cm starke Schicht aus porösen Lochsteinen. Eine gleiche

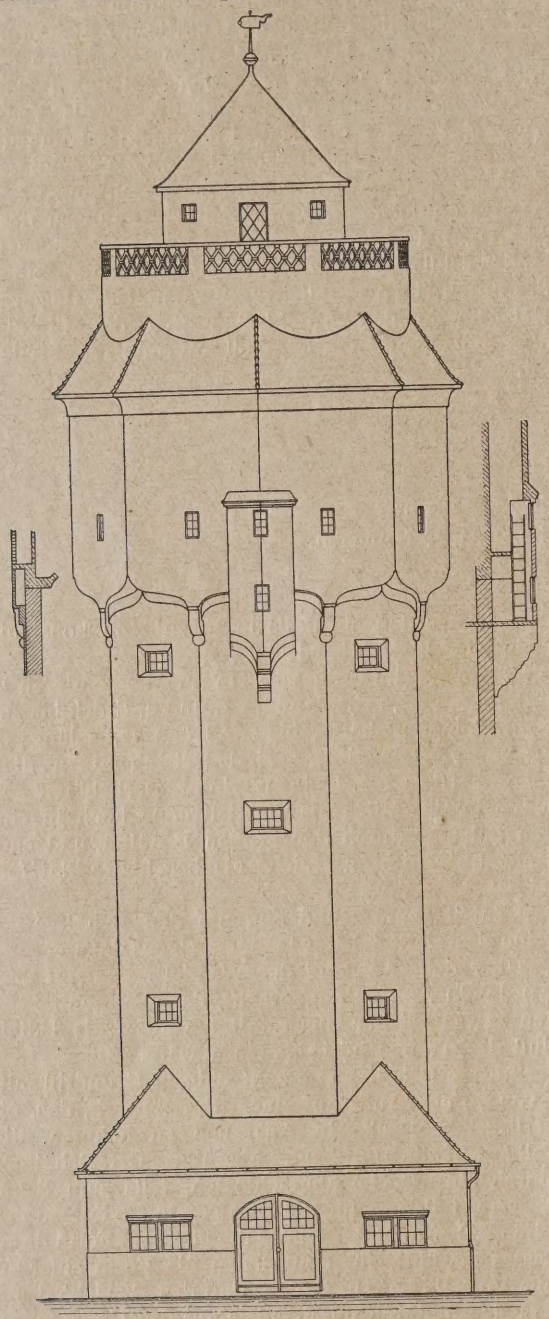


Abb. 1.

Isolierung und zwar durch eine liegende Schicht von porösen Lochsteinen wurde ausgeführt für die Decke über dem Behälter, soweit sie im Freien liegt.

Die Brüstung der Plattform wurde durchbrochen in Eisenbeton ausgeführt. Sämtliche Dächer wurden mit altersgrauen engobierten Biberschwänzen eingedeckt. Die Spitze des Turmes wurde mit Blitzableiter und Windfahne versehen.

Einige kurze Angaben über die Eisenbetonkonstruktion dürften noch am Platze sein, zunächst über die Unterstützung des Turmes im Erdgeschoß. Es wurde früher schon erwähnt, daß im Erdgeschoß bestimmte lichte Maße eingehalten werden mußten, daß also die Lage der Säulen unten festgelegt war, daß aber oben eine Verbindung mit dem Ring, auf dem die ganze Mauerlast ruht, notwendig war, daher die schräge Stellung der Säulen. Die erwähnte Anordnung der Säulen hat zur Folge, daß die Außenkante eine gebrochene Linie darstellt, mithin

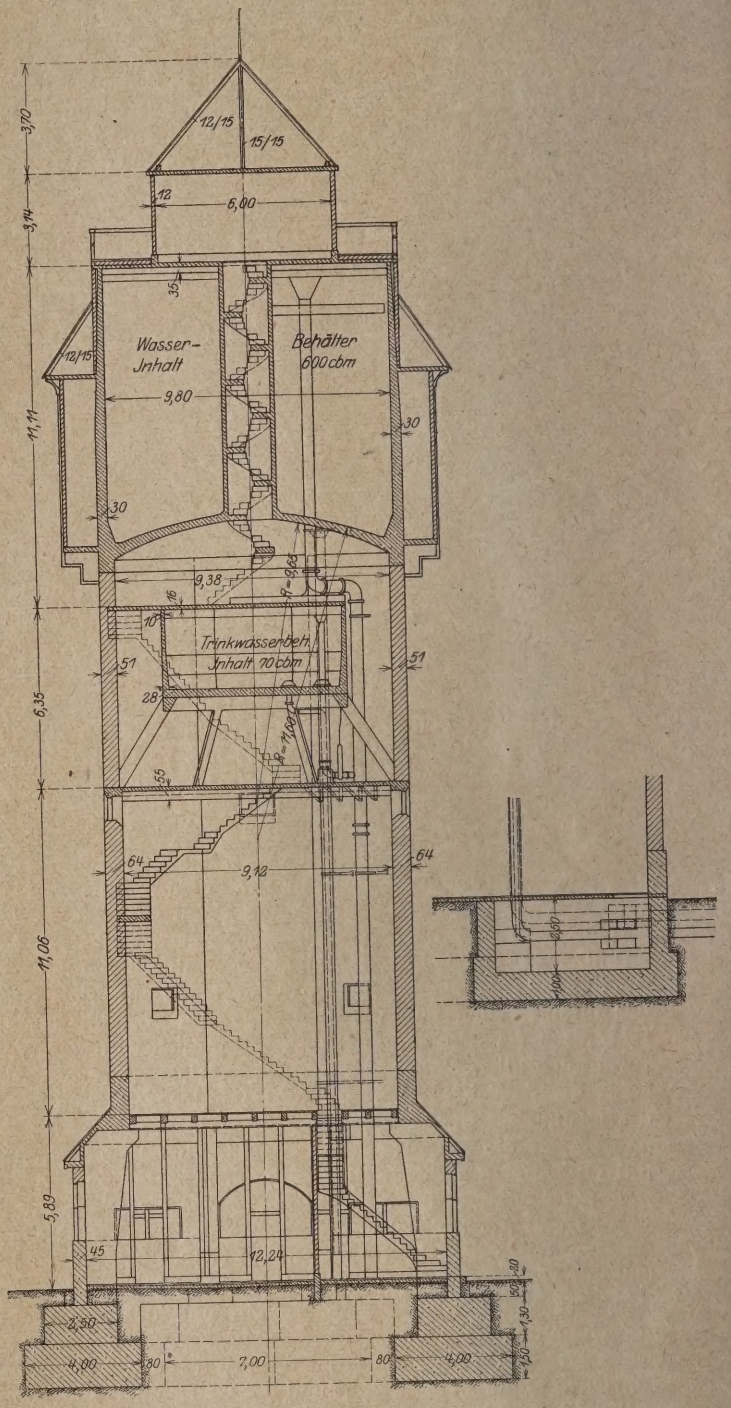


Abb. 2.

auch die Schwerachse der Säulen. Die Normalkräfte greifen daher stellenweise außerhalb der Schwerachse des Querschnitts an, so daß zur zentrischen Beanspruchung noch Biegung tritt. Daraus ergibt sich eine Biegungslinie der Säule und eine entsprechende Verdrehung der Endquerschnitte. Bei Bemessung der Fundamente mußte darauf Rücksicht genommen werden; sie wurden so ausgeführt, daß die Bodenpressung eine gleichmäßige blieb. Dieser Verteilung entspricht aber auf Fußbödenhöhe ein gewisses Moment der Säule, welches als statisch unbestimmbare Größe nach der Elektrizitätstheorie bestimmt

werden mußte. Das Kriterium war dabei, daß die durch die bekannten Lasten bedingte Verdrehung des unteren Schnittes durch dieses Fußmoment wieder aufgehoben werden mußte, was dann tatsächlich einer gleichmäßigen Bodenbeanspruchung entspricht. Bezeichnet man das gesuchte Fußmoment mit „X", so ergibt sich „X" als Quotient, dessen Dividend die Fußwinkeländerung im statisch bestimmten System, hervorgerufen durch die bekannten Lasten, ist und dessen Divisor, die Fußwinkeländerung im selben System infolge X = 1.

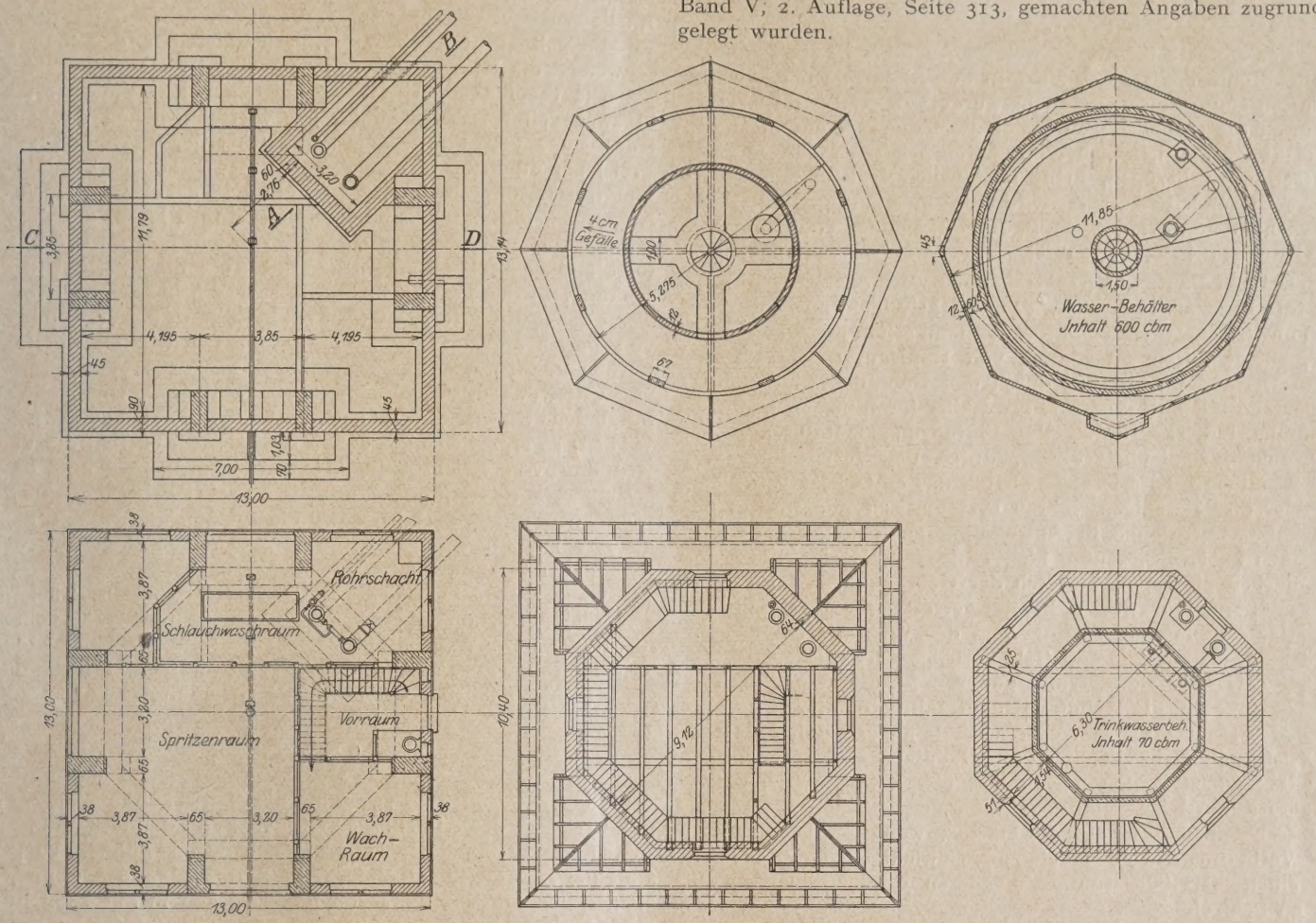


Abb. 3.

Diese Winkeländerungen ergeben sich aus den diesen beiden Belastungen entsprechenden Momentlinien des statisch bestimmten Systems mit der Formel

$$\varrho = \int \frac{M_{ds}}{EJ}$$

wobei, wie üblich, der Einfluß der Normal- und Querkräfte auf die Formänderungen vernachlässigt wird. Aus den bekannten Normallasten, in welchen auch Windmomente berücksichtigt sind und dem Moment X ergeben sich dann alle gewünschten Momente und Normalkräfte in den verschiedenen Säulenquerschnitten. Infolge Neigung der Säule ergibt sich ein gewisser kleiner Horizontalschub, der unten aber ohne weiteres von der Bodenreibung und dem passiven Erddruck und oben durch den Kranz aufgenommen wird.

Bei der Berechnung des Behälters handelt es sich wieder um die schwierige Frage, welche Beanspruchungen in lotrechter Richtung, welche in radialer Richtung auftreten oder wie stark die wagerechten Ringe zu bemessen sind, wie stark die lotrechten Eisen zur Sicherung der Einspannung; um genügende Sicherheit zu erhalten, wurden diejenigen Annahmen zugrunde gelegt, welche die stärksten Beanspruchungen verursachen. Zunächst wurde die Wand als im Boden vollständig eingespannt betrachtet, darnach die lotrechte Bewehrung bestimmt, sodann wurde, als es sich um die Bemessung der wagerechten Ringe handelte, die Annahme gemacht, daß die Wand halb im Boden eingespannt sei. Jeder Fall wurde für sich genau nach den Gesetzen der Elastizitätstheorie untersucht. — Eine Wiedergabe der Einzelheiten würde zu weit führen. Es sei nur darauf hingewiesen, daß die im Handbuch Band V, 2. Auflage, Seite 313, gemachten Angaben zugrunde gelegt wurden.

Eine Erweiterung der dort durchgeführten Untersuchung ergab sich dadurch, daß der Behälter auf Höhe 30,65 mit einer Ringplatte versehen ist, die insofern auf die Wand einen Einfluß ausübt, als sie die Dehnung an der betreffenden Stelle verhindert. Die Wand als lotrechter Träger erhält dadurch einen weiteren Stützpunkt und ist als durchgehend zu betrachten. — Durch mehrere Versuchsrechnungen gelang es, eine befriedigende Übereinstimmung zwischen den angenommenen Lastverteilungen, den durch dieselben hervorgerufenen Formänderungen und der dadurch zwischen Ring- und Stabsystem bestehenden Wechselbeziehungen zu erlangen.

Bei der Untersuchung des Bodens wurde nach der üblichen Art der Berechnung von Kuppeln vorgegangen, unter Zugrundelegung der im Handbuch Band V, 2. Auflage, Seite 393 gemachten Angaben. Das Gewicht des mittleren Treppenaufganges wurde dabei als Laternengewicht in die Rechnung eingeführt.

Beim kleinen Trinkwasserbehälter lagen Schwierigkeiten bezüglich Konstruktion und Berechnung nicht vor.

Der Bau wurde im Jahre 1917 unter den durch den Krieg erschwerten Umständen durchgeführt. Die Behälter konnten im Frühjahr 1918 in Benutzung genommen werden.

DER LEICHTBETON UND DIE HÖCHSTLEISTUNGEN BEI DER ERRICHTUNG GROSSER BAUTEN.

Unter obiger Überschrift veröffentlicht in der französischen Zeitschrift „Le Ciment" Nr. 3, Jahrgang 1920, M. Charles Rabut, Generalinspektor a. D. für Brücken- und Wegebauten, einen Aufsatz, in dem er auf die bei Verwendung von Leichtbeton mögliche Steigerung der konstruktiven Leistungen bei großen Bauwerken hinweist.

Der Aufsatz bildet die weitere Ausführung einer kurzen Abhandlung, die am 16. März in der Akademie der Wissenschaften zur Kenntnis gebracht wurde. In dieser Notiz selbst konnten die rechnerischen Ergebnisse, die sich auf die mögliche Steigerung der bisher erreichten größten Höhe von Behälterwänden bezogen, nicht ausführlich behandelt werden; im vorliegenden Aufsatz wird die vollständige Ableitung gebracht, deren Wiedergabe in Anbetracht der vollkommenen Neuheit des behandelten Themas wünschenswert erschien.

Bei den Bauten in Backsteinmauerwerk oder Beton bildet die tote Last fast immer einen konstruktiv nicht ausgenützten, also unwirtschaftlichen Faktor, den man schon lange bekämpft hat, zuerst durch Anordnung von Hohlräumen im Massivmauerwerk, dann indirekt durch den Gebrauch widerstandsfähigerer Bindemittel (Ersatz des Kalks durch Zement), später, ebenfalls indirekt, durch die Einführung metallischer Bewehrungen, schließlich direkt, durch die Verwendung von Leichtsteinen. Dies letztere Mittel, das einfachste von allen, wird erst seit wenigen Jahren systematisch und nur in beschränktem Umfange in Anwendung gebracht; um es aufkommen zu lassen, mußte nichts weniger als eine Krise der Handarbeit eintreten, wodurch der Gebrauch von im Voraus hergestellten und durch Krane versetzten Bausteinen begünstigt und infolge Verringerung der verarbeiteten Massen eine Ersparnis an Zeit und Geld herbeigeführt wurde.

Das ist der Beweggrund gewesen für die Versuche mit Schlackenbeton, die Rabut seit dem Jahre 1909 im Laboratorium der Brücken- und Wegebauschule angestellt hat. Diese Versuche haben vor allem festgestellt, daß bei gleichem Zementgehalt Schlackenbeton gewöhnlich etwas widerstandsfähiger ist als Kiesbeton, zuweilen etwas mehr, zuweilen etwas weniger, daß ferner Schlackenbeton 30 bis 40% weniger wiegt und daß das Verhältnis der Festigkeit zum Gewicht ein Größtwert ist für einen vier- oder fünfmal kleineren Raumanteil an Sand als an Schlacke.

Versuche, die vor allem Mesnager zu verdanken sind, haben klargelegt, daß man für die Armierung keineswegs eine chemische Einwirkung durch den Schwefel zu befürchten braucht, der gewöhnlich in der Schlacke enthalten ist. Rabut hat einen diesbezüglichen Versuch durchgeführt, der sich an die Kalkprobe von Henry Le Châtelier anlehnt; der Versuch wurde vorgenommen an einem Gemenge von Zement und sehr fein gemahlener Schlacke. Die Verwandlung von Schwefel in Berührung mit Eisen hört offenbar noch schneller auf als die Verwandlung von Chlor in Berührung mit Zement in den Mörtelarten, die mit Seewasser angemacht sind und sich deswegen im Laufe der Zeit doch nicht verändern.

In der weiteren Verfolgung dieser Versuche hat Rabut aus einem aus Schlacke und Sand hergestellten Beton die Hauptteile zweier wichtiger Bauwerke des französischen Staatsbahnnetzes hergestellt, nämlich die Brücke unter dem Bahnhof von Asnières und die Lestonnat-Landungsbrücke im Hafen von Bordeaux. Ferner geht gegenwärtig im Arsenal von Lorient eine große, gänzlich, also einschließlich der Pfähle von 20 m Länge und 0,40 m Stärke, aus Schlackenbeton bestehende Landungsbrücke der Vollendung entgegen. Das Ministerium für öffentliche Arbeiten hat schließlich ein Projekt genehmigt für den Umbau der Verdunbrücke in Angers unter ausschließlicher Verwendung von Schlackenbeton. Auch werden aus Leichtbeton, bei dem der Kies durch Puzzolanerde ersetzt wird, Zisternenwaggons und Schiffe ausgeführt. Diese letztere Anwendung entwickelt sich vor allem in den Vereinigten Staaten, dank dem Gebrauch von Hohlsteinen, die nur ein Drittel des gleichgroßen Volumens Wasser wiegen und einen Beton von normaler Festigkeit und dem spezifischen Gewicht 1,3 liefern.

Es gelingt also, einen Beton herzustellen, der halb so schwer ist als Kiesbeton bei gleichgroßer Festigkeit.

Die theoretische Untersuchung des Leichtbetons zerfällt in zwei Teile: 1. Berechnung der wirtschaftlichen Ausbeute jedes Typs von Bauwerken (Verhältnis der Festigkeit zum Preis) als Funktion des spezifischen Gewichts, der Festigkeit und des Betonpreises; 2. Berechnung konstruktiver Höchstleistungen, die man mit einem Beton wagen kann, der durch seine Festigkeit und sein spezifisches Gewicht p definiert ist. Es folgt zunächst eine kurze Übersicht über die zweite Untersuchung, in der gezeigt wird, wie sehr die bisherigen Größtwerte der Spannweiten, Höhen usw. in Zukunft bei Verwendung von bewehrtem oder nichtbewehrtem Leichtbeton überholt werden können.

Unter diesem Gesichtspunkte sind sehr große Unterschiede festzustellen zwischen den verschiedenen Arten von Bauwerken; so ergibt sich für die Hängebrücken, obwohl die Verwendung von Leichtbeton bei den Lichtmasten und dem Brückenbelag eine große Ersparnis mit sich bringt, besonders wenn der letztere gleichzeitig als Versteifungsbalken ausgenützt ist, im übrigen keine merkliche Vergrößerung der maximalen Spannweite.

Ganz anders liegt der Fall bei den gewölbten Brücken. Für diejenigen, die eine wenig beanspruchte Straße, einen Äquädukt usw. tragen, wo die Nutzlast nur einen kleinen Teil der toten Last ausmacht, gilt für den Krümmungsradius eines nicht bewehrten Gewölbes die Gleichung

$$\varrho = \frac{r}{p}.$$

Eine Verminderung von p um die Hälfte bei konstantem r gestattet also, den erreichbaren Größtwert für den Krümmungsradius zu verdoppeln, also die Konstruktion kühner zu gestalten. Bei gleichbleibender Art und Menge des Zements steigert man diesen Wert von ungefähr 100 m auf 200. Für schwerbelastete Gewölbe hat man näherungsweise

$$\varrho = \frac{k\,r}{p + k'},$$

wobei k und k' Funktionen der Nutzlast sind. Je größer diese ist, um so geringer ist die Zunahme des Größtwertes für den Krümmungsradius, aber sie bleibt immerhin nennenswert.

Als zweites Beispiel wird der Fall eines liegend gestampften Eisenbetonpfahles betrachtet; da er die größten Beanspruchungen bei der Verbringung an seinen Standort erfährt, so ist es zweckmäßig, ihn, wenn möglich, unter Wasser zu transportieren. Ist l seine Länge, a sein Querschnitt, so gilt über Wasser:

$$r = \frac{M\,v}{l} = \frac{K\,p\,a^3\,l^2}{K'\,a^4} = \frac{K\,p\,l^2}{K'\,a}$$

(K und K' sind Konstanten, die von der Form des Querschnitts des Pfahls und der Lage der Angriffspunkte der Ankertaue abhängen). Befindet sich der Pfahl unter Wasser, so ist p durch $p - 1$ zu ersetzen.

Bei gegebenem Querschnitt kann also l variieren im umgekehrten Verhältnis zu $\sqrt{p}$, wenn der Transport des Pfahls über Wasser stattfindet, zu $\sqrt{p-1}$, wenn er unter Wasser vor sich geht; d. h. die zulässige Länge l kann bei Verminderung von p um die Hälfte mit 1,4 bezw. 2,6, letzteres bei einer ur-

sprünglichen Annahme von p = 2,4 multipliziert werden, und sie kann von etwa 15 m auf 21 m im ersten Fall, 39 m im zweiten Fall steigen.

Aber das in dieser Beziehung lehrreichste Bauwerk ist die Behälterwand. Auf den ersten Blick könnte es scheinen, als sei das Eigengewicht die einzige Kraft, die dem Wasserdruck entgegenwirkt; dies wäre auch der Fall bei einer starren Mauer, die eine unendlich große Festigkeit besitzt und nur durch Kippen um die Außenkante ihrer Grundfläche nachgeben kann; in Wirklichkeit wird dem Wasserdruck und dem Eigengewicht der Wand zur Herstellung eines Gleichgewichtzustandes die Druckfestigkeit der Wand entgegenwirken; ist diese Festigkeit begrenzt, so kann man annehmen, daß eine Verringerung der Dichtigkeit des Materials eine Zunahme der Wasserlast ermöglichen wird; diese Annahme wird durch die Anwendung der Formeln der Festigkeitslehre bestätigt.

Um dieses neuartige Problem besser zu erläutern, werden drei Fälle genauer untersucht, nämlich zunächst eine nicht bewehrte Wand, berechnet nach dem Prinzip von Delocre (das Naviersche Gesetz mit der veränderten Annahme, daß die Zugfestigkeit des Mauerwerkes Null ist), dann eine nichtbewehrte Wand, berechnet nach der von Maurice Lévy angegebenen Regel zur Vermeidung des Auftriebs; schließlich eine nach den eigenen Gesichtspunkten von Rabut konstruierte, also mit Oberflächenarmierung versehene Wand.

Für alle drei Fälle wird ein dreieckiger Wandquerschnitt mit senkrechter Innenfläche angenommen, eine der üblichen Annäherungen, die dadurch berechtigt erscheint, daß sich dieser Form mehr und mehr die großen, in den letzten Jahren erbauten Staumauern nähern. Nach dem Vorschlag von Resal wird der gleiche Grenzwert r für den an der Außen- bezw. Innenkante herrschenden Druck r_1 bezw. r_2 bei gefülltem Behälter angenommen, aber ein höherer Grenzwert, z. B. $^3/_2$ r, für den an der Innenkante herrschenden Druck r_3 bei leerem Behälter, da diese Vergrößerung des Grenzwertes an dieser Stelle keine allzu große Verringerung der Sicherheit mit sich bringt.

1. Dreieckiger, nicht bewehrter Querschnitt nach Delocre dimensioniert. — Da die Resultante der äußeren Kräfte bei gefülltem Behälter außerhalb des mittleren Drittels einer horizontalen in der Tiefe h unter dem Wasserspiegel gedachten Schnittfläche von der Breite b fällt, so wirkt diese Schnittfläche nur mit einem von der Länge u abhängigen Teil, welche den Abstand zwischen dem Angriffspunkt der Resultante und der Außenkante des Querschnitts bezeichnet, bei der Übertragung der Spannungen mit. Man erhält also

$$P = \frac{p\,b\,h}{2}$$

$$Q = \frac{h^2}{2}$$

$$u = \frac{2}{3}b - \frac{h}{3}\cdot\frac{Q^2}{P} = \frac{3\,p\,b^2 - h^2}{3\,p\,b}$$

$$r_1 = \frac{2\,P}{3\,u} = \frac{p^2\,b^2\,h}{2\,p\,b^2 - h^2}$$

$$r_2 = o.$$

r_1 wächst asymptotisch mit zunehmendem b, ohne den Wert $\frac{p\,h}{2}$ zu erreichen. Also kann umgekehrt bei einem für die Druckspannung geltenden Grenzwert r die Höhe h den Wert $\frac{2\,r}{p}$ nicht überschreiten.

Bei leerem Behälter ist die Kantenpressung

$$r_3 = \frac{2\,P}{b} = p\,h,$$

woraus sich für h nach vorhergehendem eine zweite obere Grenze ergibt, die niedriger ist, als die vorige, nämlich

$$\frac{3}{2}\cdot\frac{r}{p}.$$

Das ist also der tatsächlich mögliche Größtwert für die Höhe. Er ist umgekehrt proportional zu der Dichtigkeit des Baustoffs der Wand, sodaß eine Verminderung von p um die Hälfte es gestattet, den möglichen Größtwert für h zu verdoppeln.

2. Dreieckiger, nicht bewehrter Querschnitt, nach Maurice Lévy dimensioniert. — Lévy hat den Vorschlag gemacht, zwecks Verminderung des Auftriebs die Kantenpressung infolge Vertikallast in jedem Punkt der Innenfläche so hoch zu halten, daß sie dem Wasserdruck mindestens gleichkommt. In diesem Falle kommt in keinem Punkte der Mauer eine Zugspannung zustande, die Resultante von P und Q geht also durch das mittlere Drittel der Breite b der Grundfläche, woraus sich ergibt:

$$r_1 = \frac{2\,P}{b}\left(2 - \frac{3\,u}{b}\right) = \frac{h^3}{b^2}$$

$$r_2 = \frac{2\,P}{b}\left(\frac{3\,u}{b} - 1\right) = p\,h - \frac{h^3}{b^2}.$$

Man entspricht vollkommen der Regel von Lévy, indem man setzt:

$$r_2 = h \leq r,$$

woraus folgt:

$$r_1 = (p - 1)\,h \leq r$$

und sich zwei Grenzwerte für die Höhe ergeben, nämlich

$$r \text{ und } \frac{r}{p-1}$$

Die Untersuchung bei leerem Behälter liefert im ersten Fall einen dritten Grenzwert $\frac{3}{2}\cdot\frac{r}{p}$. Für p = 2,4 ist der dritte Grenzwert am kleisten, seine Größe ist $\frac{r}{1{,}6}$. Für p = 1,2 ist der erste Grenzwert der kleinste. Der tatsächliche Größtwert ist also mit 1,6 multipliziert, und da er gegenwärtig etwa 100 m beträgt, so kann man ihn also auf 160 m bringen, ohne den üblichen Aufbau der Mauer zu ändern.

3. An der Innenseite mit Oberflächenarmierung versehene Wand. Der Delocresche Standpunkt wurde verlassen zugunsten desjenigen von Maurice Lévy aus Furcht vor dem durch eindringendes Wasser verursachten Auftrieb, der imstande ist, vertikale Zugspannungen im Mauerwerk hervorzurufen.

Leider verhindert weder dieses Mittel noch irgend ein anderes außer der vollkommenen Dichtung der Wand das Entstehen von schrägen oder horizontalen Zugspannungen, die mindestens ebenso gefährlich sind, wie die vertikalen. In der Tat, wenn das eingedrungene Wasser in der Nähe der Außenfläche der Wand auf eine weniger durchlässige Mauerwerksschicht trifft, so wird es dort Zugspannungen und somit Risse hervorrufen.

Also ist die von Maurice Lévy vorgeschlagene Vorsichtsmaßregel ungenügend, wenn die Wand nicht vollkommen abgedichtet ist; ist dies aber der Fall, so ist die Vorsichtsmaßregel überflüssig. Es ergibt sich also der Schluß, daß eine wasserdichte Verkleidung der Innenfläche unbedingt notwendig ist; sie macht auch andererseits die Berücksichtigung eines etwaigen Auftriebs überflüssig.

Die sicherste wasserdichte Verkleidung ist bekanntlich Stahlblech. Läßt man dasselbe noch obendrein als Bewehrung wirken, so erhält man damit eine außerordentlich vorteilhafte Kombination. Aus diesem Grunde sei zu den vorhergehenden Berechnungen diejenige einer Behälterwand hinzugefügt, die an ihrer Innenfläche mit einem zusammenhängenden Stahlblech bewehrt ist.

Dank ihrer Armierung wird die Wand bei gefülltem Behälter auch Zugspannungen aufnehmen können, deren Größe in der Armierung mit r' bezeichnet sein möge. Bezeichnet man, mit m das Verhältnis der Elastizitätsmoduli und mit y den Abstand der Nullinie von der gedrückten Kante (Außenkante), so lautet das Naviersche Gesetz:

$$r'y = m\ r(b - y),$$

und die Gleichgewichtsbedingung für die vertikalen Kräftekomponenten liefert, wenn e die Blechstärke ist, die Gleichung:

$$p\ b\ h = r\ y - 2\ r'\ e.$$

Wird y eliminiert, so ergibt sich:

$$m\ b\ r^2 = (r' + m\ r)\ (2\ r'\ e + p\ b\ h).$$

Ist n das Verhältnis der Preise, pro m^3 Stahl und fertig gestampftem Beton, so drückt die Bedingungsgleichung

$$d\ b + n\ d\ e = o$$

aus, daß das gewählte Profil das wirtschaftlichste ist. Differentiert man die vorhergehende Gleichung und kombiniert sie mit der letzteren, so kann man $\frac{d\,e}{d\,b}$ eliminieren und man erhält $p\ h = \frac{r'}{n} + \frac{m\,r^2}{r' + m\,r}$.

Da sich aus dieser Gleichung ohne weiteres h als Funktion der gegebenen Größen p, m, n, r, r' ergibt, so braucht man nicht zur Momentengleichung zurückzugreifen, die nur dienlich wäre, wollte man auch die Dimensionen b, e berechnen, was aber für die verfolgten Zwecke nicht notwendig ist.

Die letzte angeführte Formel zeigt, daß für den dritten Typ der Wand (ebenso wie für den ersten) der mögliche Größtwert der Höhe im entgegengesetzten Sinne zu der Dichtigkeit des Baumaterials variiert. Wird also p um die Hälfte verkleinert, so kann h doppelt so groß gewählt werden.

Es ist zu beachten, daß die mögliche Höchstleistung mit einem Schwerbeton hier weit über 100 m beträgt, da sie eine Armierung voraussetzt, und sogar eine solche, die selbst eine gewisse Höchstleistung erreicht.

Projektiert man von vornherein eine nicht armierte und nicht vollkommen abgedichtete Staumauer, so ist es klar, daß man die Dichtigkeit des Materials nicht bis auf diejenige des Wassers verringern kann, ohne ein Kippen der Mauer hervorzurufen (nach der Außenseite bei einer Mauer vom Typ 1, nach der Innenseite bei einer solchen vom Typ 2) infolge der Wirkung des Auftriebs.

Entschließt man sich jedoch zu einer vollkommenen Abdichtung, deren Notwendigkeit oben dargelegt worden ist, so würde nichts im Wege sein, selbst für eine nicht armierte Staumauer, die Dichtigkeit derselben bis unterhalb derjenigen des Wassers zu ermäßigen, vorausgesetzt, daß den drei Bedingungen genügt wird:

$$o < r_2 < r$$
$$r_3 < r$$

Beim Mauertyp 1 reduzieren sich diese drei Bedingungen unter Berücksichtigung der für diesen Fall aufgestellten Formeln auf die beiden folgenden

$$h \leq \frac{3\,r}{p}$$

$$b > \frac{h}{\sqrt{2\,p}}$$

Die größtmögliche Höhe nimmt also unendlich zu in dem Maße, in dem sich die Dichtigkeit des Baumaterials der Null nähert mit der einzigen Einschränkung, daß die Grundfläche eine genügende Breite haben muß, die übrigens langsamer wächst als die Höhe.

Beim Mauertyp 2 ergeben die für diesen Fall aufgestellten Formeln folgende Bedingungen, die erfüllt werden müssen,

$$\frac{p}{r} < h < \frac{3}{2} \cdot \frac{r}{p}$$

$$b \geq h \sqrt{\frac{h}{r}}$$

d. h. die Höhe hat nicht nur eine obere Grenze, die unendlich steigt, wenn p sich der Null nähert, sondern außerdem eine untere Grenze die $^2/_3$ des Wertes der oberen beträgt, und die Dichtigkeit des Materials kann beliebig reduziert werden mit der einzigen Einschränkung, daß die Grundfläche eine Mindestbreite haben muß, die unabhängig ist von der Dichtigkeit und schneller wächst als die Höhe.

Beim Mauertyp 3 ist es von vornherein klar, daß man die Dichtigkeit des Materials selbst bis auf Null reduzieren kann, ohne die Breite der Grundfläche unendlich ja nicht einmal übermäßig groß werden zu lassen, und daß der Grenzwert der Höhe unendlich wächst, wenn sich p der Null nähert

Also im Fall einer armierten Mauer wird die äußerste Gewichtsverminderung vor allem sehr große Vorteile mit sich bringen.

Zum Schluß bemerkt Rabut, daß die hier untersuchten Beispiele zeigen, wie mit der Anwendung von Leichtbeton, den man heutzutage mit Leichtigkeit erhält, der Konstrukteur erweiterte Konstruktionsmöglichkeiten erhält, was erwarten läßt, daß bei gewissen Kategorien von Bauwerken, und zwar nicht den unbedeutendsten, noch gewaltige Leistungen erreichbar sind.

Berichtet von Dipl.-Ing. P. Knauff.

MITTEILUNGEN AUS DEM AUSLANDE.

Allgemeines. — Wohnungsnot. — Ein- und Auswanderung. — Reformbestrebungen in der Ingenieurerziehung.

Die aus dem Auslande nunmehr regelmäßiger kommenden technischen Zeitschriften geben uns ein Bild von den Veränderungen, die in der Welt in ideeller und materieller Beziehung vor sich gegangen sind. Von den Gegnern im Kriege gegen die Mittelmächte interessieren in erster Linie die wirtschaftlich stärksten, Amerika und England. Von Japan liegen nur indirekte Mitteilungen vor, sofern sie auf die wirtschaftlichen Verhältnisse dieser beiden Länder von Einfluß sind.

In ideeller Beziehung ist kaum eine Änderung zu verzeichnen. Die Anzeichen zur Anbahnung einer besseren gegenseitigen Verständigung sind nur gering. Auf der anderen Seite wird die Notwendigkeit internationaler wissenschaftlicher Zusammenarbeit wie vor dem Kriege von einflußreichen Kreisen befürwortet. Praktisch sind die ersten Schritte von amerikanischer und englischer Seite bereits im Gange, einen geistigen Austausch und damit ein besseres gegenseitiges Verständnis herbeizuführen. Es soll eine Zentralbibliothek für wissenschaftliche Werke und Zeitschriften in Mitteleuropa geschaffen werden, die es ermöglichen soll, die wissenschaftlichen Arbeiten des Auslandes seit Kriegsanfang zu studieren. Diese Bibliothek soll so lange bestehen bleiben, als die derzeitige Geldentwertung die Anschaffung der ausländischen Literatur erschwert oder unmöglich macht.

In Nordamerika wird in neuester Zeit der Erhöhung der Produktion durch eine wirtschaftliche Betriebsführung das Wort geredet, und auf einer Versammlung der

Ingenieurvereinigung aus der Industrie wurde als die Hauptaufgabe der jetzigen Zeit eine wirtschaftliche Erfassung aller menschlichen Kräfte bezeichnet und die Lösung dieses Problems allen anderen vorangestellt. Allerdings darf dabei nicht unbeachtet bleiben, daß die Rohstofffrage und die Fabrikation von Maschinen aller Art dort im Gegensatze zu uns vollkommen zurücktritt. Wenn auf diese Bestrebungen besonders hingewiesen wird, so geschieht dies, um zu zeigen, daß auch in den wirtschaftlich stärksten Ländern die Frage der wirtschaftlichen Betriebsführung ebenso dringend geworden ist, wie bei uns, aber aus anderen Ursachen, auf die später eingegangen werden soll.

Ein anderes Problem, das das Ausland ebenso beschäftigt, wie uns, ist die Beschaffung von Wohnungen. Die Wohnungsnot scheint da ebenso verhängnisvoll zu sein, wie bei uns. Von England ist dies weiter nicht verwunderlich, da der Krieg in dieser Hinsicht dieselben Wirkungen hervorgerufen hat, wie bei uns.

Der Bau von Wohnungen im Rahmen von Kleinwohnhäusern oder von Mietshäusern ist heute in erster Linie eine Frage der Wirtschaftlichkeit und der Zweckmäßigkeit. Die Beschaffung des Materials, gleichgültig ob es sich um vollwertiges oder Ersatzmaterial handelt, dessen Prüfung auf die Eignung in bezug auf Tragfähigkeit, auf Wärmeleitung und Wetterbeständigkeit sind die Voraussetzungen, von denen die Errichtung von Wohnbauten abhängt. Dazu kommt eine sparsame und wirtschaftliche Konstruktion, die uns ermöglichen soll, bei einem Minimmu an Material und Arbeit sicher zu bauen. Auf diesen Grundlagen soll sich eine einfache Architektur aufbauen. All diesen Aufgaben haben wir Bauingenieure unsere volle Aufmerksamkeit zuzuwenden. In England und Amerika wird diesen Gesichtspunkten bereits Rechnung getragen, indem durch Verordnungen jede Art von Luxusbauten verboten wurde zugunsten der Wohnungsbauten.

Die derzeitige Wohnungsnot in Nordamerika wird durch folgende Zahlen veranschaulicht. Es fehlen im ganzen Lande ungefähr 2 Millionen Wohnungen. Während in den Jahren von 1906 bis 1910 im Durchschnitt 150 000 und zwischen 1910 bis 1917 430 000 Wohnhäuser im Jahre gebaut wurden, wurden im Jahre 1918 nur 20 000 und im Jahre 1919 71 000 neue Wohnhäuser erstellt. Die Folge davon ist ein großer Wohnungsmangel (auf 121 Familien kommen 100 Wohnungen) und eine Steigerung der Mieten. Mit Rücksicht auf diese Schwierigkeiten ist das Bestreben der Bauindustrie offenkundig, die Typisierung und die Normung noch mehr zu fördern, als dies vor dem Kriege der Fall war. Um die Baukosten zu verringern, soll der Baubetrieb wirtschaftlicher gestaltet und die Fabrikation für den Bedarf der Bauindustrie ausgedehnt werden.

Es ist besonders auffallend, daß in der letzten Zeit die Frage der Einwanderung in die Vereinigten Staaten wieder lebhaft diskutiert wird. Mächtige und einflußreiche Industrieverbände befürworten bei der Regierung eine Änderung der Einwanderungspolitik. Es ist nicht ohne Interesse, die Gründe kennen zu lernen, die zu dieser Bewegung geführt haben. In einer Veröffentlichung der angesehenen Zeitschrift „The Iron Age" vom 15. April und gleichzeitig der „Engineering News Record" wird dieses Problem gleichzeitig angeschnitten, das auch für uns, aber in anderer Beziehung, wichtig ist. Infolge der Wegnahme der Kolonien und verschiedener Provinzen des Deutschen Reiches, infolge Einschränkungen und Veränderungen in der Industrie haben wir bekanntlich einen Überfluß an Menschen. Dazu kommt infolge der Entwaffnung Deutschlands ein großer Teil des aktiven Heeres, darunter sehr tüchtige und tatkräftige Offiziere, Unteroffiziere und Beamte. Es ist daher nicht zu verwundern, wenn bei uns das Auswanderungsproblem in den verschiedensten Kreisen erwogen wird.

Wie weit eine Förderung der Einwanderung in die Vereinigten Staaten gedacht ist, geht aus den genannten beiden Veröffentlichungen hervor. Statistische Aufstellungen zeigen, daß jährlich ungefähr 1 250 000 Einwanderer nach den Vereinigten Staaten von Nordamerika kamen. Davon waren 30 % oder etwa 240 000 ungelerrte Arbeiter. Während des Krieges sank die Zahl der Einwanderer auf jährlich 250 000 mit 35% ungelernten Arbeitern. Ferner wird schätzungsweise angegeben, daß seit der Unterzeichnung des Waffenstillstandes 5-mal so viel ungelernte Arbeiter das Land verlassen haben als hereingekommen sind. Zu diesem Mangel kommen die besonderen Verhältnisse in der Industrie hinzu, wie sie durch die Kriegsereignisse geschaffen wurden. Eine Anzahl von Arbeitern aus der Friedensindustrie wurde in die Kriegsindustrie übernommen, und es entstanden aus ungelernten Arbeitern, durch eine besondere abgekürzte Schulung, gelernte Arbeiter. Infolge des Mangels an ungelernten Arbeitern müssen daher manche Industriezweige diesen höhere Löhne bezahlen als den gelernten Arbeitern.

Man kann sich wohl vorstellen, welchen Einfluß diese Verhältnisse auf die Produktion in den Vereinigten Staaten haben, und welche Veränderungen in den nächsten Jahren zu erwarten sind, um so mehr als die Auswanderung aus Amerika nach den durch den Friedensvertrag neugeschaffenen Staaten von Mittel- und Südeuropa eher noch zunimmt.

Eine Folge davon ist ein großer Mangel an ungelernten Arbeitern, und diesen Bedarf aus Europa zu decken, empfehlen die amerikanischen Verbände.

In welcher Weise diese Schwierigkeiten behoben werden sollen, besonders in der uns nahestehenden Bauindustrie, darüber gibt uns die „Engineering News Record" Auskunft. Sie berichtet von Beratungen in der Einwanderungsfrage, die anfangs April d. J. in New York stattgefunden haben, bei denen verschiedene Nationalitäten, Fabrikanten, Landwirte und Lehrer vertreten waren. Der Bericht betont, daß die Befürwortung einer neuen Einwanderungspolitik eine wirtschaftliche Notwendigkeit sei, die nichts mit Sentimentalität zu tun hat. Die Beratungen haben gezeigt, daß als Folge des Weltkrieges 5 Millionen Einwanderer zu wenig nach Amerika kamen, daß zurzeit Auswanderung und Einwanderung sich die Wage halten, und daß von den Einwanderern nur 25% ungelernte Arbeiter sind. Deshalb wird eine Einwanderungspolitik gefordert, die sich nicht nur auf die Art der Zulassung beziehen soll, sondern auch dafür zu sorgen hat, daß die Einwanderer den ihnen vorher nicht zuteil gewordenen Schutz und Rat finden mögen, bis sie sich niedergelassen haben. „Engineering News Record" stellt fest, daß kein anderer Zweig des Wirtschaftslebens unter der zurückgegangenen Einwanderung mehr gelitten habe, als das Bauwesen und im besonderen das Bauingenieurwesen.

Es scheint sonach in Nordamerika neuerdings das Bedürfnis vorzuliegen, die bisherigen Schwierigkeiten gegen die Einwanderung zu mindern; allerdings denkt man in erster Linie an die Einwanderung ungelernter Handarbeiter.

In Deutschland sind seit Beendigung des Krieges Reformbestrebungen in der Ausbildung an den Technischen Hochschulen bemerkbar, die vor dem Kriege nur im Rahmen des Ausschusses für technisches Schulwesen vertreten wurden. Daß unsere Hochschulen reformbedürftig sind, darüber sind sich Vertreter von Wissenschaft und Praxis einig, nicht aber darüber, in welcher Richtung und in welchem Umfange sich die Reformen ausdehnen sollen. Wir dürfen es nicht verschweigen, daß manche Hochschulvertreter in der Verquickung ihres eigentlichen Berufes mit rein geschäftlich praktischer Tätigkeit ihrer eigenen wissenschaftlichen Entwicklung und der wissenschaftlichen Ausbildung des Nachwuchses nicht die wünschenswerte Aufmerksamkeit zugewendet haben — sehr zum Schaden der Entwicklung der Hochschulen. Gewiß darf der Lehrer an einer Technischen Hochschule nie die Fühlung mit der Praxis verlieren, aber er darf dabei nicht seiner Hauptaufgabe entzogen werden. Die Hochschule soll eine gründliche Vorbereitung für die technische Praxis ermöglichen, wissenschaftlich aufbauen und forschen. Die Praxis ruht auf den Grundlagen, die die Hochschule schaffen soll. Die Erziehung an der Hochschule muß danach

streben, möglichst vollkommene Grundlagen für die Praxis zu bieten, damit nicht die Industrie diese Aufgaben übernehmen muß, wie dies schon auf einzelnen Gebieten versucht wurde.

Es ist für uns von Interesse, welche Erfahrungen das Ausland in diesen Fragen gemacht hat, und welche Bestrebungen dort vorherrschen. In England mehren sich die Stimmen, die eine weit gründlichere wissenschaftliche Vorbildung der Ingenieure fordern als vor dem Kriege. Man ist zur Überzeugung gekommen, daß eine technische Wissenschaft entstanden ist, die eine wissenschaftliche Schulung verlangt, und daß eine handwerksmäßige Ausbildung nicht mehr zeitgemäß ist. Die Forderung nach einer vertieften wissenschaftlichen Ausbildung geht Hand in Hand mit der Forderung nach einer Ausgestaltung der Technischen Hochschulen und deren Ausstattung mit Forschungsinstituten.

Diese Forderungen sind auf Grund der Erfahrungen mit der seitherigen Ausbildung entstanden, deren Schwerpunkt in der Praxis lag. Sie mag vielleicht denjenigen Vertretern der technischen Industrien zu denken geben, die bei uns den Schwerpunkt der Forschung und der wissenschaftlichen Erziehung von den Hochschulen in die Praxis verlegen wollen.

In Amerika, das vor dem Kriege den Ausbau seiner technischen Universitäten und deren Ausstattung mit Laboratorien in jeder Weise förderte, macht sich auch das Bestreben nach Vertiefung der wissenschaftlichen Erziehung bemerkbar. Namhafte Ingenieure und Hochschulvertreter haben sich in den Fachzeitschriften der letzten Zeit dafür eingesetzt. Das Verständnis für die Bedürfnisse der Praxis soll dem Studierenden durch eine Betätigung während der Ferien als Arbeiter an größeren Bauwerken vermittelt werden. Diese Arbeiten könnten gleichzeitig den wirtschaftlich schwächeren tüchtigen Studierenden das Fortkommen erleichtern und zur Verständigung zwischen Kopf- und Handarbeitern beitragen. Eine Organisation aus Vertretern von Wissenschaft und Praxis wird gleichzeitig befürwortet, die diese Art des Zusammenarbeitens regeln soll.

Auch bei uns sind ähnliche Bestrebungen zum Teil bereits praktisch mit Erfolg in die Tat umgesetzt worden. Es sei hier nur darauf verwiesen, weil sich bei uns und anderswo ähnliche Bestrebungen unter verschiedenen Voraussetzungen bemerkbar machen.

Immer wieder hören wir aus den ausländischen Zeitschriften die Forderungen nach einer Reform in der Erziehung der Ingenieure, einerseits durch eine größere wissenschaftliche Vertiefung, anderseits durch Vertiefung der allgemeinen Bildung, und in der Erziehung zum Menschen.

Es sind die gleichen Forderungen, die auch bei uns aus allen Reformvorschlägen herauszuhören sind, obgleich wir auf ganz anderen Wegen zu dieser Erkenntnis gekommen sind wie das Ausland.

E. Probst, Karlsruhe i. B.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet vom Regierungsbaumeister, Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Versuche mit Hochofenschlacke. 2. Bericht, erstattet im Auftrage des Ausschusses für Untersuchung der Verwendbarkeit von Hochofenschlacke zu Betonzwecken. Von Prof. H. Burchartz. Stahl u. Eisen 1920, Nr. 24, S. 814—819.

Einfluß von Säuren auf Beton. Zuschrift von Dr. W. Petry zu den Einwendungen, die in Nr. 60 der Tonind.-Ztg. gegen seinen Beitrag im Bau-Ing erhoben worden waren. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 72.

Der Schlußbericht über das Verhalten hydraulischer Bindemittel im Meerwasser. Auszug aus den Mitt. des Mat.-Prüfungsamtes Lichterfelde in D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zement u. Beton Nr. 8.

Zur Frage der Rostsicherheit des Eisens im Beton. Von Reg.-Bmstr. Amos, Hohendölzschen vor Dresden. Beton und Eisen 1920, Heft 9/10. 2 Seiten

Betonieren bei Frost. Kurze Mitteilung in Beton und Eisen 1920, Heft 9/10.

Statik und Festigkeitslehre.

Beitrag zur Berechnung von Stockwerkrahmen und sonstigen Rahmentragwerken. Von Dipl.-Ing. F. Traub, Obering. d. Fa. Wayß & Freytag, A.-G., Neustadt a. d. Haardt. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 9 und 10.

Vereinfachung der Berechnung von Silos. Von Ing. Joh. Arn. Pieters, Sofia. Schluß in Beton u. Eisen 1920, Heft 9/10.

Querschnittsbemessung von Plattenbalken unter Berücksichtigung der Betondruckspannungen in Steg und Platten. Zuschriften zu den Veröffentlichungen von Elwitz in Beton u. Eisen 1920, Heft 9/10.

Günstigste Auflagerung eines einseitig eingespannten Trägers an seinem freien Ende. Von Prof. Ing. Schröder, Innsbruck. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1920, Heft 13, S. 99—100.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

Eine Eisenbahnbrücke über die Sieg in Niederschelden i. Rhld. Von H. J. Kraus, Ing. der Allg. Hochbau-Ges. m. b. H., Düsseldorf Dreigelenkbogen. Moniergewölbe. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zement u. Beton, Nr. 7 u. 8.

e) Eiserne Brücken.

Die günstigste Pfostenhöhe über den Mittelstützen durchlaufender Träger mit unten liegender Fahrbahn. Von Dipl.-Ing. A. Eggenschwyler, Schaffhausen. Zentralblatt d. Bauverw. 1920, Nr 49, 1½ Seite.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Die wissenschaftlichen Grundlagen des Wärmeschutzes. Von Prof. Dr. Osc. Knoblauch, München, in der Neudeutschen Bauzeitung 1920, Nr. 14/15 bis 16/17.

Lehmsteine bei Vitruv. Im Anschlusse an die Ausführungen auf Seite 114 des Z. d. Bauv. 1920, S. 114, folgen daselbst S. 222 in Nr. 36 Äußerungen von Sackur, Karlsruhe i. B.

Das Natur-Baustoff-System. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 48, S. 311.

Der Lehmziegelbau im Altertum und in der Gegenwart. Zuschrift von Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Dörpfeld, Jena. Z. d. Bauverw. 1920, Nr. 52, S. 333.

Das Lehmstrohdach. Aussprache zwischen Dr. Dethlefsen, Königsberg i. Pr., und Arch. C. Voß, Fehmarn, im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 52, S. 333—335.

Sachverständigen-Tagung über Lehmbauten in Dresden. Die Bauwelt, 22/1920.

Betonhohlsteine Bauweise Tilgner. Von Obering. W. Heyer, Berlin. Mit 10 Abb. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 7. 1½ Seite Text.

Die Berradecke, eine neue Massivdecke für Kleinwohnungen. Von Prof. Ludwig Jahn, Düsseldorf. D. B.-Ztg. 1920, Nr. 52. 1 Seite, 4 Abb.

Wasserbau

a) Grund- und Uferbau.

Erhöhung der Widerstandsfähigkeit hölzerner Zugpfähle. Von Stadtingenieur Alphons Schröter, Berlin. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 8.

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserbewegung.

Donauwasserkraftwerke und Energiewirtschaft nach dem Friedensvertrage. Von Dr. Heinrich Schreiber. 2. Wasserkraftnummer der Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 24/25.

Die Neugestaltung der Wasserwirtschaft. 1 Seite im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 49, S. 317—18. Von Mattern. U. a. Beschäftigung mit dem Buche des Reg.-Baumeisters a. D. Artur H. Müller.

Die Elektrizitätsversorgung von Wien und Niederösterreich. Von Ing. Max Singer, Wien. Zeitschrift d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920. 2. Wasserkraftnummer, Heft 24/25. 4 Seiten (187—191).

c) Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

Stauwerk im Kachlet. Bericht über die von der bayerischen Regierung geplante Anstauung der Donau oberhalb Passaus Der Tiefbau 1920, Nr. 42, S. 119. (Nach Z. f. d. ges. Wasserwirtschaft.)

Monatsberichte über die Arbeiten zur Abschließung und Trockenlegung der Zuider-See. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 49. 1 Spalte.

Über die Mittelland-Kanal-Denkschrift. Gutachten der Akademie des Bauwesens. Z. d. Bauv. 1920, Nr. 43, S. 274—275.

d) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Entwässerungsanlagen in Argentinien. Kurzer Bericht in der Rundschau des Ver. d. Ing. 1920. Nr. 25, S. 460.

Das Myrawerk der Stadtgemeinde Wiener Neustadt. Von Ing. L. Schmidt, Prof. a. d. n.-ö. Landes-Gewerbeschule in Wiener Neustadt. 2½ Seite in der 2. Wasserkraftnummer der Z. des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 24/25.

Über Sohlenwasserdruck bei Staumauern mit entwässerter Gründungsfläche. Auseinandersetzung zwischen Ziegler und Link in der Z. f. Bauwesen 1920, Heft 4/6, Spalte 383 u. 384. Vgl. S. 371 linke Spalte unter „Wasserbau".

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Die Erweiterung des Ofenauer Tunnels anläßlich der Erbauung des zweiten Gleises Salzburg—Wörgl. Von Ing. F. Kargl, Oberstaatsbahnrat. Ausführung unter Aufrechterhaltung eines sehr regen Zugverkehrs auf der Tunnelstrecke. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1920, Heft 14, S. 105—108.

Druckluft-Tunnelbohrungen. Beitrag zur Berechnung von Tunnel-Bohranlagen. Von Ing. Jos. Gaisberger, Graz. Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920. Heft 22/23.

Straßenbau.

Asphaltarbeiten im Straßenbau. Die Verkehrstechnik bringt in 1920. Nr. 17, eine Zusammenstellung der Preise, die in Berlin im Februar und März 1920 für den Aufbruch und die Erneuerung von Asphaltfahrbahnen gezahlt werden mußten.

Eisenbahnbau und -betrieb.

Die Grundlagen des Gleisbaues. Eine Seite unter Anlehnung an den Inhalt des soeben erschienenen Buches von Geh. Baurat Karl Bräuning. Zeitung d. Ver. deutscher Eisenbahnverwaltungen 1920. Nr. 43, S. 499.

Mittel zur Verhütung des Überfahrens der Haltesignale beim selbsttätigen Signalsystem. 2 Seiten in der Z. d. Ver. d Eisenbahnverw. 1920, Nr. 44, S. 509—11.

Vergasungskraftwerke zum elektrischen Betrieb der Haupteisenbahnen Deutschlands. Von Priv.-Doz. E. C. Zehme, Berlin. Schweiz. Bau-Ztg. vom 19. 6. 1920.

Versuche über die Möglichkeit des Überganges von Hauptbahnwagen auf regelspurige Straßenbahnen. Von Landesbaurat Teutschbein, Münster i. W. Verkehrstechnik 1920, Nr 17, S. 240.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie Schiffbau.

Allgemeines über Eisenbeton.

Neuere Versuche mit trägerlosen Decken. Von Dr.-Ing. Jar. J. Polivka, Prag. Beton u. Eisen 1920, Heft 9/10.

Neue Wege beim Bau von Eisenbetonschiffen. Von Martin Mertes, Trier, in Beton u. Eisen 1920, Heft 9/10. Schluß von Heft 6.

Neue Eisenbetonschiffe Nach engl. und franz. Quellen zusammengestellt von Ing. Gerhard Neumann, Györ. 1. Seineschlepp nach Baurat Lossier. 2. Erfahrungen aus Unfällen und Versuchen. 3. Hochseeschlepper. Beton u. Eisen 1920, Heft 7/8 u 9/10.

Neubau des Warenhauses Theodor Althoff in Leipzig. Von Dr.-Ing. Karl Gersuny, Obering. der Fa. Max Pommer, Leipzig. D. B.-Ztg. 1920, Mitt f. Zement u. Beton, Nr. 9, S. 66—68 und Nr. 10, S. 73—75.

Der Erweiterungsbau des Gaswerkes Dresden-Reick. Von Dipl.-Ing. Hommel, Dresden. Abb. u. Text. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zement u. Beton Nr. 8.

Lafettenwagen aus Eisenbeton für auf Gleisen fahrbare schwere Artillerie. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 7, S. 56, nach Bulletin de la Suisse romande.

Der Bau von Eisenbahnwagen aus Eisenbeton. Vortrag auf der 23. Haupt-Vers. des D. B.-V. in Berlin Mai 1915, von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. D. B.-Ztg 1920, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 9 u. 10.

Eine neuartige Eisenbetondecken-Bauweise. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Kunze, Priv.-Dozent an der Techn. Hochschule, Dresden. Beton u. Eisen 1920, Heft 9/10, S. 116.

Kugelmühlenfüllung aus Zementkugeln. Von O. Büttner, Rissen-Hamburg. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 71, S. 677.

Eisenhochbau.

Die deutschen Eisenbauanstalten und ihre Arbeitsweisen. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Elbern, Mehlem. 1. Anlagen und Arbeitsweisen im allgemeinen. 2. Anlagen und Arbeitsweisen einzelner Werke. Zeitschr. f. Bauwesen 1920, Heft 4/6, Spalte 281—330.

Fahrbarer Portalkran D. R. P. 315 183 der Siemens-Schuckert-Werke. Beschreibung mit Abb. im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 48, S. 311—12.

Holzbau.

Über die zulässige Beanspruchung des Holzes nach den preußischen Hochbauvorschriften. Kritische Äußerungen von Obering. A. Senft im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 36, S 223—24.

Holzbau-Statiker-Tagung. Bericht im Holzbau Nr. 12, Beilage der D. B. Ztg. 1920.

Der Holzmarkt in der Tschechoslowakei. Holzbau 1920, Nr. 12 (Beilage der D. B.-Ztg.).

Wohnungsnot und Holzhäuser in England. Der Holzbau 1920, Nr. 12.

Zur Entwicklung der Rohholzwirtschaft. D. B.-Ztg., Beilage Der Holzbau, 1920, Nr. 12.

Rohsalzschuppen der staatlichen Berginspektion zu Friedrichshall. Entw. u. Ausf. Frch. W. Lohmüller, Güsten (Anh.). 1 Abb. im Holzbau 1920, Nr. 12.

Städtischer Tiefbau und Städtebau.

Kanalisation und Abwässer-Reinigung. Studie von Karl Buchner, städt. Ing., München. Südd. Bau-Ztg. 1920, Nr. 22/23 und 24. Kostenfragen.

Wasserwerke mit Dieselmotorbetrieb. ½ Spalte in der Rundschau der Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 25, S. 460 aus dem Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung vom 1. 5. 1920.

Ein Vorschlag zur Bebauung des Kaiser-Wilhelm-Platzes in Bielefeld. Von Arch. Alwin Haus, Bielefeld. D. B.-Ztg. 1920, Nr. 48 u. 49.

Das Verkehrswesen von Lille. Von Prof. Dr.-Ing. Blum in Hannover. A. Wasserstraßen; B. Eisenbahnen; C. der Nahverkehr. Zeitschr. f. Bauwesen 1920, Heft 4/6, Spalte 329 bis 358.

Kunst im Ingenieurwsen, Wirtschaftliches, Prsonalnachrichten, Vereinsnachrichten, Standesvertretung, Sonstiges.

Deutscher Betonverein. Bericht über die Tagung vom 5.—7. Mai 1920 in Berlin. Beton u. Eisen 1920, Heft 9/10 und 11, und D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 6 u. 7.

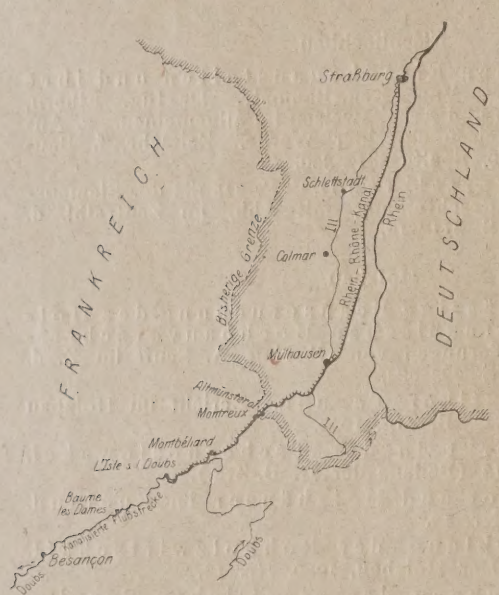
KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Erneuerung und Umgestaltung des Rhein-Rhône-Kanals.

Die Franzosen haben, nachdem ihnen durch den Vertrag von Versailles mit Elsaß-Lothringen auch die gesamte Länge des Rhein-Rhône-Kanals zugefallen war, begonnen, die schon seit Jahrzehnten bestehenden Verbesserungsabsichten zu verwirklichen. Der Kanal war außerordentlich verbesserungsbedürftig, denn seit seiner Eröffnung 1832/33 war nur wenig zu seiner Anpassung an den neuzeitlichen Verkehr geschehen. Auf der deutschen Strecke Straßburg—Mülhausen war der Verkehr noch verhältnismäßig lebhaft, er betrug 1913 660 000 t, von Mülhausen bis St.-Symphorien dagegen nur 260 000 t. Auf dem Kanal im ganzen war der Verkehr von 1868 bis 1913 um $^2/_3$ zurückgegangen. Besonders stark war der Rückgang auf dem französischen Teil gewesen, wo nur noch der dritte Teil der Menge von 1868 befördert wurde (57 000 t).

Die technischen Gründe für diesen Verkehrsrückgang lagen in dem geringen Fassungsraume des Kanals, auf dem besonders in seinem französischen Teile die unzureichenden Schleusen den Verkehr mit größeren Schiffen sperrten.

Auf der 30 km langen Strecke St. Symphorien-sur-Saône—Déluz lagen 30 Schleusen, und diese hatten fast sämtlich nur 38,5 m Länge, 5,2 m Breite und 1,80 m bis 1,55 m (bei Besançon) Niedrigwassertiefe. Zwischen Déluz und Mülhausen befanden sich auf 125 km Länge 84 Schleusen mit i. a. nur 30,50 m bzw. 5,20 m bzw. 1,60 m Abmessung. Der Abstieg in das Tal von Valdieu im Elsaß wies auf 32 km Länge 39 Schleusen auf, von denen 23 innerhalb einer Strecke von 9 km lagen, so daß, wie sich der französische Verfasser Auguste Pawlowski treffend ausdrückt, der Eindruck einer Treppe entstand. An Plänen zur Verbesserung der Verhältnisse hat es nicht gefehlt. Ausgeführt wurde jedoch nur sehr wenig. Ein deutsch-französischer Ausschuß trat 1912 zusammen und legte im Juni 1913 seine Ergebnisse vor, die sich auf die Kanalspeisung bei einer Steigerung des Verkehrs auf 6000000 t/Jahr bezogen. Infolge des dann bald einsetzenden Krieges geschah weiterhin nichts für den Kanal, doch die Pläne der Franzosen ruhten auch während dieser Zeit keineswegs. Nach dem Waffenstillstand, der Frankreich nicht nur den Kanal, sondern auch Anrechte auf deutsche Kohlen des Saar- und Ruhrgebietes gab, beschloß Frankreich, den Wasserweg für diese Güter sofort leistungsfähig zu machen.



Man begnügte sich mit einem Ausbau für 300-t-Schiffe, da das fernere Ziel, ein 600-t-Schiffkanal, zunächst schon wegen der Speisung unerreichbar schien. Die billigen Saar- und Ruhrkohlen sollen in Mengen auf diesem Wasserwege nach dem östlichen Frankreich gebracht werden. Die Gegend von Belfort, die vom Kanal unmittelbar berührten Gebiete und die von der Saône berührten Departements sowie auch die Eisenbahngesellschaft Paris-Lyon-Mittelmeer, sollen mit den Kohlen aus den Saar- und Ruhrgebieten gespeist werden. Man rechnet dabei bis zu 1,5 Millionen Tonnen Kohlenfracht im Jahre. Weiterhin verspricht man sich einen starken Verkehr mit elsässischem Kalisalz (man hofft auf 2 Mill. Tonnen).

Daß der Kanal durch die Verbesserung, auf die wir weiter unten eingehen wollen, kein Großschiffahrtsweg erster Ordnung werden konnte, liegt klar zutage. Man hätte dann einen ganz neuen Kanal mit 80 m Schleusenlänge, 12 m Breite und 2,5 m Tiefe über den Drempeln gebraucht. Dann wäre ein Verkehr mit 1000-t-Kähnen erreichbar gewesen. Man hat sich aber mit der Erreichung des z. Zt. Möglichen begnügt.

Die Umgestaltung des Kanals soll nach und nach erfolgen. Die ersten Arbeiten werden auf der Strecke Besançon—Montreux (an der elsässischen Grenze) vorgenommen; hiervon verpflichtete sich der Unternehmer Dufour, Paris, den Teil Montreux—L'Isle-sur-Doubs in der Zeit vom 15. III. bis 31. XII. 1919 fertigzustellen. Der französische Verfasser sagt über die Schwierigkeiten hierbei: „Die zu lösende Aufgabe war keine der leichtesten. Die Herbeischaffung der Arbeiter war schwierig, irgend eine Vorplanung war von der Regierung nicht vorbereitet worden, die Transportkrise wütete mit aller Schärfe und man forderte schnellste Fertigstellung des Unternehmens, für die man im Frieden 3—4 Jahre gebraucht haben würde." Handelte es sich doch um eine Gesamtstrecke von 112 km. Auf diese Strecke entfallen 38 Schleusen. Die Bauausführung ist vom Unternehmer in 10 Lose, von denen je 5 zu einer Hauptabteilung zusammengefaßt sind, eingeteilt.

An Arbeitern wurden in der Regel 4000—5000 beschäftigt; sie stammten zum größten Teil aus der Umgebung, zum Teil waren sie jedoch portugiesischer Herkunft. Vier Fünftel der Arbeiter wurden in Baracken untergebracht.

Die erste Arbeit war die Verbesserung der Schleusen. In den Wehren, die zunächst hergestellt wurden, ließ man eine Lücke für die Durchfahrt der Boote frei, bis zum Beginn der auf den August festgesetzten Stillegung des gesamten Kanalverkehrs. Erst dann wurde das Bauwerk unter Wasserhaltung vollständig fertiggestellt. Gleichzeitig wurden ausgeführt: die Dichtung des Kanals, die Wiederherstellung der Brücken und der Umbau der Schleusen, die Baggerung und die Felsabtreibungen mittels Drucklufthämmern. Teils mit, teils ohne Anwendung von Sprengungen mußten 3000 cbm Felsen beseitigt werden.

Die Erdarbeiten in den einzelnen Kanalhaltungen wurden dadurch vergrößert, daß der Boden infolge der mehrjährigen Nichtreinigung stark überlagert war. Diese Arbeiten sowie die Vertiefung der Sohle sind im Trocknen ausgeführt worden.

Die Schleusen sind sämtlich auf 40,50 m Länge gebracht worden. Gleichzeitig hat man bei vielen Schleusen die Drempel abgesenkt und die Sohle vertieft. Die Verlängerung ist nach einem festen Muster fast immer an der Oberwasserseite angesetzt worden. Infolge der zahlreichen Veränderungen hat man die Tore auswechseln müssen. Statt der früheren Holztore hat man jetzt eiserne verwendet, die in Mülhausen gebaut worden sind. Teils sind es gewölbte zweiflüglige Tore mit lotrechten Drehachsen, teils sind es Klapptore (mit wagerechter Achse) wie im Elsaß.

Die größten Arbeiten erforderte die Anlegung eines Schleusenarmes bei Branne, der 2 km Länge erhielt. Hierzu waren 3 Bagger in Tätigkeit und 40 000 cbm Felsenabtreibung waren hier zu leisten.

Behindert wurde der Baufortschritt durch zwei Hochwässer des Doubs im November 1919 und im Dezember desselben Jahres, und erschwerend wirkte die Transportmittelnot. Die ausbleibende Kohle hat man bei der Heizung der Dampfmaschinen durch Holz ersetzt. Schlimmer war jedoch die Verzögerung im Eintreffen des Zements. Man rechnet aber damit, daß der Kanal von Besançon bis Montreux-Vieux im Laufe des Jahres 1920 auf seine ganze Länge für 300-t-Schiffe zugänglich sein wird.

Mit diesen Arbeiten auf dem südlichen Teile sind solche auf dem elsässischen Teil Montreux—Mülhausen gleichzeitig erfolgt. Dort hat man 41 Schleusen verlängert. Der Tiefgang ist hier durch Aufhöhlung der Dämme vergrößert worden. In der Nähe der Scheitelhaltung hat man zur Aufspeicherung des Hochwassers Stauanlagen geschaffen.

Die Brücken sind auf dem französischen Teile aus Eisen, auf dem elsässischen aus Eisenbeton hergestellt. Man hat dabei fertige Eisenbetonbalken, die reihenweise hergestellt worden sind, verwendet. (Nach „Génie Civil" vom 28. II. 1920.) Dr.-Ing. W. Kunze.

Schwimmer in Eisenbeton
(System Christiani & Nielsen)
zum Heben gesunkener Schiffe.

Die französische Zeitschrift „Génie Civil" bringt in Nr. 8 des Jahrgangs 1920 einen Aufsatz unter obiger Aufschrift, dem folgendes entnommen werden möge:

Das Heben von während des Krieges gesunkenen Schiffen und ihrer Ladung erfordert die Verwendung von Schwimmern großer Abmessungen, um den Wracks, die man heben will, genügenden Auftrieb zu erteilen. Diese Schwimmer, mit gut eingepaßten Schiebetüren versehen, können mit Wasser gefüllt werden, so daß sie in der Nähe des Wracks untertauchen, an dem sie dann befestigt werden können; dann wird das Wasser unter Anwendung von Druckluft herausgepreßt und der hierdurch wieder größer gewordene Auftrieb bewirkt das Heben der Schwimmer und des an diesen befestigten Wracks.

Die verwendeten Schwimmer bestanden bis jetzt meistens aus zylindrischen Blechcaissons. Die hohen Eisenpreise haben neuerdings dazu geführt, für den genannten Zweck die Anwendung von Eisenbeton ins Auge zu fassen.

Schwimmer dieser Art von einer sehr vollkommenen Konstruktion sind vor kurzem durch die Firma Christiani & Nielsen (Kopenhagen und Paris) für die Bergungsunternehmung Em. Z. Svitzer in Kopenhagen gebaut worden. Diese Schwimmer bestehen aus einem an beiden Enden konisch auslaufenden Zylinder. Die Länge jedes Schwimmers

beträgt 21 m, sein Durchmesser 3,60 m. Der Innenraum besteht aus sechs symmetrisch angeordneten Kammern. Zwei senkrechte Schotten teilen den Schwimmer der Längsrichtung nach in drei Hauptteile. Der mittlere Raum ist seinerseits der Höhe nach durch ein Schott in Form eines Gewölbes in zwei Teile geteilt. Die beiden Räume an den Enden sind wiederum der Längsrichtung nach durch je ein Schott, das die Gestalt einer Kugelkappe hat, nochmals geteilt, so daß einerseits ein Raum abgetrennt wird, der ständig mit Luft gefüllt ist und folglich den Auftrieb erzeugt und anderseits eine mit Ventilen und einer Röhrenverbindung versehene Kammer, die man nach Belieben mit Wasser füllen oder entleeren kann.

Die untere Kammer des Mittelteils dient ebenfalls als Ballastraum, der je nach Erfordernis mit Wasser gefüllt oder entleert werden kann, während die obere Kammer zur Erzeugung des Auftriebes dient.

Die Entleerung des Schwimmers erfolgt, wie gesagt, durch die Einführung von Druckluft in die betreffenden Räume durch Rohre, die unter dem Wasserspiegel des Raumes münden.

Durch die zu beiden Seiten des Mittelteils gelegenen Luftkammern ist diametral je ein Rohr als Kettenschacht geführt. Die Wandung dieser Rohre ist sehr kräftig, an der Innenseite sind sie noch durch Rohre aus Stahlblech verstärkt, welch letztere die Innenwandung vor der Reibung durch die Ketten schützen. Diese sind dazu bestimmt, den Schwimmer an dem gesunkenen Schiff zu befestigen, was mithin in einer sehr guten Weise erfolgt. Diese Kettenrohre haben eine Neigung von 35° gegen die senkrechte Symmetrieebene des Schwimmers. Die Druckluftrohre haben in der Längsachse des Schwimmers ein Auflager an der Außenwandung der Kettenrohre.

Die Unterteilung des Schwimmers in mehrere für sich abgeschlossene Räume gestattet es, ihn während des Ablassens im Gleichgewicht zu halten. Der untere Ballastraum stabilisiert den Schwimmer in seitlicher Richtung und, indem man den Wasserstand in den an den Enden des Schwimmers gelegenen Räumen regelt, kann man diesen auch in der Längsrichtung horizontal stellen.

Infolge der zylindrischen Form besitzt der Schwimmer eine große Widerstandsfähigkeit trotz der schwachen Wandungen. Diese sind nur 8 cm stark und dabei kann der Schwimmer doch einen normalen Außendruck von 2 kg/cm² aushalten, in Ausnahmefällen einen solchen von 4 kg/cm², so daß man ihn noch in einer Tiefe von 40 m unter Wasserspiegel verwenden kann.

Die Tragkraft jedes Schwimmers beträgt 100 t, die Konstruktion ist so berechnet, daß durch die in den oben beschriebenen Rohren oder Schächten befestigten Ketten eine Last von 200 t gehoben werden kann. Die inneren Schotten sind für einen einseitigen Druck von 5 t/m² berechnet.

Der Schwimmer ist gegen Beschädigung durch Anstoßen durch eine Holzverkleidung geschützt, die aus Hölzern von 10,5 cm Stärke besteht und die gleichzeitig als Schalung beim Einbringen des Betons gedient hat.

Die Enden jedes Schwimmers sind durch abgerundete Metallhauben geschützt, die in der Mitte einen Ankerring tragen. Ein in der Mitte des Schwimmers aufgestellter Mast mit Querstangen an seinem oberen Ende dient zur Verbesserung seiner Manövrierfähigkeit.

Dipl.-Ing. Knauff.

Baupolizeiliche Erklärung über Feuerfestigkeit usw.

Auf Grund des Ergebnisses der Versuche der letzten Jahre werden von der städtischen Baupolizei die in nachstehender Zusammenstellung aufgeführten Bauweisen als feuerfest, als feuersicher oder als glutsichere Ummantelung anerkannt.

Als feuerfeste (sprachlich verwechselungsfreier und zutreffender „feuerbeständige") Bauweisen sollen hierbei grundsätzlich solche gelten, die dem Feuer in gleicher Weise widerstehen, wie eine 12 cm starke Wand aus Ziegelsteinen oder eine 6 cm starke bewehrte Betonwand, wenn ihre Höhenmaße den üblichen Stockwerkhöhen entsprechen.

Als feuersichere (Feuerschutz bietende) Bauweisen sollen solche gelten, die dem Feuer in gleicher Weise Widerstand leisten wie ein 1½ cm starker Kalkputz.

Als glutsichere Ummantelung (oder besser: „erhöhten Feuerschutz bietende" Bekleidung) sollen solche Bauweisen gelten, die dem Feuer den gleichen Widerstand leisten wie 3 cm starker bewehrter Beton.

Zusammenstellung.

A. Als feuerfeste (feuerbeständige) Bauweisen gelten:

a) Wände bis zu gewöhnlicher Stockwerkshöhe:

1. 12 cm starke Wände aus gebrannten Ziegelsteinen oder Kalksandsteinen, die eine Druckfestigkeit von mindestens 150 kg aufweisen.
2. 9 cm starke bewehrte Schlackenbetonwände im Mischungsverhältnis bis 1:5.
3. 8 cm starke bewehrte Wände aus Bimszementdielen.
4. 6,5 cm starke bewehrte Wände aus gebrannten Vollziegeln oder porösen Ziegeln (Prüßwände). Die zu verwendenden Ziegel müssen eine Druckfestigkeit von mindestens 150 kg und eine Porösität von weniger als 10% aufweisen.
5. 6 cm starke bewehrte Betonwände aus Kies, Kalkstein, Basalt bei einem Mischungsverhältnis von 1:4. Desgleichen bewehrte Zementplattenwände von gleichem Mischungsverhältnis.

b) Treppen.

1. Kunststeintreppen (Stufen aus Zementkunststein mit Eisenbewehrung).
2. Eisenbetontreppen (Stufen und Lauf gleichzeitig hergestellt mit Bewehrung und Mischungsverhältnis 1:4).

c) Türen (feuerbeständige Türen müssen einer Feuersglut von 900° C mindestens ½ Stunde lang Widerstand leisten). Türen aus doppelten, mindestens 1 mm starken Eisenblechplatten mit Asbesteinlagen, die selbsttätig zufallen, in 15 mm breite Falze aus feuerbeständigem Baustoff schlagen und dicht schließen.

Beispielsweise nach dem System von Berner, König & Küken, Schwarze, Grinell-Springler, Ungerer, Gruhle, Renner, Kuppler, Panzer A. G.

d) Verglasungen. Sie müssen den Einwirkungen des Feuers und Wassers soviel Widerstand bieten, daß innerhalb einer halbstündigen Brenndauer (1000° C) ein Ausbrechen der Scheiben oder Verlorengehen des Zusammenhanges des Fensters nicht eintritt.

Drahtglas von mindestens 8 mm Dicke.

B. Als feuersichere (Feuerschutz bietende) Bauweisen gelten:

a) Wände.

1. Bretterwände, die mit Mörtel abgeputzt oder in sonst gleich wirksamer Weise gegen die Übertragung von Feuer gesichert sind.
2. Wände aus Gips, Kunststein oder dergleichen Platten.
3. Ausgemauerte Fachwerkswände, Rabitzwände. Drahtziegelwände und dergl.

b) Treppen.

1. Treppen aus natürlichem Sandstein.
2. Treppen aus Eisen oder Eichenholz.
3. Treppen aus anderem Holz oder natürlichen Steinen, wenn die Unterseiten der Stufen bei ersteren gerohrt und geputzt, bei letzteren geputzt oder bei beiden mit einer gleich wirksamen Bekleidung versehen sind.

c) Türen. Holztüren aus 25 mm starken gespundeten Brettern mit beiderseitig aufgeschraubter oder aufgenieteter Eisenblechbekleidung, mit unverbrennlicher Schwelle und Türwandung, in massive Falze schlagend und selbsttätig schließend.

d) Verglasungen.

1. Verglasungen aus Glasbausteinen, Drahtglas, Glastafeln nach Art der elektrolytischen Verglasung und mit Eisenbetonsprossen.

C. Als glutsichere Ummantelung („erhöhten Feuerschutz bietende" Bekleidung) gelten:

1. 7 cm starke Gipsplatten (Mischung: Koksasche, Gips, Sand 1:4:5) mit Eisenbewehrung.
2. 5 cm starker Rabitzputz auf Drahtgewebe.
3. 5 cm starke Bimszementdielen.
4. 4 cm starker Asbestzement auf Drahtziegelunterlage oder auf Drahtgeflecht.
5. 3 cm starker bewehrter Beton aus Kies, Kalkstein oder Basalt (Mischung 1:4).

Feigell, Städt. Baupolizei, Berlin.

Die elektrische Schweißung bei Eisenkonstruktionen.

Nach Eng. News-Record vom 8. 4. 1920 hat man in Amerika Dachbinderstäbe lediglich durch gewöhnliches Schweißen (mit Schweißdraht) verbunden. Nachdem die Probebelastung gut ausgefallen war, hat das Hochbauamt in Brooklyn die sich auf einen Raum von 18×12 qm erstreckende Ausführung (4 Binder) genehmigt. Vgl. auch Zeitschr. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 26, S. 486 mit 3 Abb. K.

Für den weiteren Ausbau der bayrischen Wasserstraßen.

Die für die Fortführung der Mainkanalisierung bewilligten Kredite von 75 Mill. M ist durch die Annahme einer Regierungsvorlage am 1. Juni auf die Vorarbeiten für die Donauregulierung auf den Strecken Kehlheim—Regensburg und Passau—Reichsgrenze sowie auf die Vorarbeiten für den Großschiffahrtsweg Wernfeld—Nürnberg ausgedehnt worden. K.

Wegekongreß und Ausstellung für Straßenbauwesen.

In ähnlicher Weise wie der in England abgehaltenen in Nr. 00 unserer Zeitschrift besprochenen Veranstaltungen sollen im Haag vom 15.—26. September ein Kongreß und eine Ausstellung abgehalten werden. Abteilungen die Ausstellung: Motorwagenbau, Maschinen zum Bau und zur Unterhaltung der Straßen, Straßenbaustoffe u. dgl. K.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Amerikanische Eisenpreise.

Über die Entwicklung der Eisen- und Stahlpreise in den Vereinigten Staaten geben die vom „American Metal Market" (NewYork) veröffentlichten Durchschnittszahlen einen guten Aufschluß. Diese Zahlen sind täglich fortlaufend für Roheisen durch Ermittlung eines Durchschnittspreises aus acht verschiedenen Sorten, für Stahlfabrikate ebenso durch Errechnung des Durchschnitts aus einer Reihe von Produkten (Knüppel, Platten, Röhren, Drahtstifte, Blech usw.) gewonnen und zeigen folgende, wiederum aus den täglichen Ergebnissen ermittelten Monatsdurchschnittspreise:

Doll.	Roheisen pro Ton				Stahlfabr. pro engl. Pfd.			
	1917	1918	1919	1920	1917	1918	1919	1920
Januar .	30,752	34,190	32,395	39,816	3,5525	3,7950	3,5825	3,3463
Februar.	30,946	34,190	32,395	42,691	3,6529	3,7950	3,5825	3,5808
März . .	34,353	34,143	30,469	43,026	3,9454	3,7950	3,4665	3,7750
April . .	39,140	33,880	28,054	43,595	4,1965	3,7950	3,2475	3,7750
Mai . . .	42,037	33,880	27,741	—	4,5272	3,7950	3,2475	—
Juni . .	48,160	33,913	27,149	—	5,1587	3,7950	3,2475	—
Juli . . .	52,556	34,045	27,658	—	5,7975	3,7950	3,2475	—
August .	51,927	34,045	27,991	—	5,7161	3,7950	3,2475	—
Sept. . .	47,279	34,309	28,256	—	5,1865	3,7950	3,2250	—
Okt. . .	34,090	35,365	28,750	—	4,1449	3,7950	3,2342	—
Nov. . .	34,060	35,395	31,480	—	3,8198	3,7950	3,2475	—
Dez. . .	34,090	35,227	36,735	—	3,8198	3,7950	3,2475	—
Jahr . .	39,967	34,382	29,914		4,4578	3,7950	3,3186	

Hiernach wurde der Höhepunkt der kriegsmäßigen Preisentwicklung im Sommer 1917 erreicht. Damals wurde, wie erinnerlich, von der Bundesregierung durch Festsetzung von Höchstpreisen eine starke Senkung der Preiskurve erzwungen. In der Folgezeit blieben die Preise infolge der staatlichen Maßnahmen ziemlich stabil, wurden sogar seit Anfang 1919 nicht unwesentlich niedriger, um dann gegen Ende v. J. bei lebhafter Nachfrage und starker spekulativer Tätigkeit von neuem kräftig anzuziehen. Von einem nennenswerten Rückgang, wie er sich neuerdings in Deutschland angebahnt hat, war seither drüben noch nichts zu spüren. Am 11. Juni lautete z. B. die Durchschnittsziffer für Roheisen 44,73 Doll. für Stahl 3,719 Doll.

Rückgängige Eisenpreise im Ausland.

Am belgischen Eisenmarkt setzt sich der Preisabbau für alle Artikel durch und die Handelskreise rechnen noch mit einer Fortsetzung der rückläufigen Bewegung. Die Nachfrage aus dem Inland hat sich, wie die Berichte sagen, außerordentlich abgeschwächt. Aus dem Ausland, namentlich aus der Schweiz und Holland, kommt dagegen noch ziemliche Nachfrage, der es allein zu verdanken sei, daß der Abstieg beispielsweise der Roheisenpreise nicht noch viel rapider vor sich geht, wobei zu bemerken ist, daß infolge der reichlicheren Brennstofflieferungen aus Deutschland die Roheisenerzeugung sich neuerdings gebessert hat. Stabeisen kostet zurzeit frei Waggon 135 Fr. pro 100 kg, für Export 145 Fr. fob Antwerpen, Bandeisen Grundpreis 200 Fr.; 1½ bis 2 mm 200 Fr.; 1 mm 225 Fr., Siemens-Martin-Stahl, gewöhnl. Weichheit, 150 Fr., halbgehärtet 160, Federstahl engl. 40 Lst. cif Antwerpen, Federstahl belgisch 190 bis 210 Fr.. Gewöhnliche Bleche 145 Fr., 3 mm 175 Fr., 1 mm 185 Fr., 5 bis 10 mm 195, polierte 250 Fr., galvanisierte 1 mm und dicker 300 Fr., 5 bis 10 mm 325 Fr. Diese Preise hört man wenigstens offiziell nennen, aber angesichts der Baissetendenz gibt es kaum eine feste Norm. („Frkftr. Ztg.")

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben, s. Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. Mai 1920.

Kl. 19 c, Gr. 1. K 62 554. Otto Kirchner, Glogau. Gewölbter Plattenunterbau für Schotterstraßen. 30. VI. 16.

Kl. 20 i, Gr. 10. S 51 145. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Zylinder für Flüssigkeitsantriebe mit Rücksaugeeinrichtung, insbesondere für Eisenbahnsignale. 22. IX. 19.

Kl. 20 i, Gr. 27. J 19 192. Martin Jagim, Kiel, Jägersberg 3. Selbsttätig wirkende Vorrichtung zum Anzeigen der Haltestellen bei Eisenbahnen u. dgl. 21. II. 19.

Kl. 37 a, Gr. 5. R 45 351. Max Rüping, Berlin, Lessingstr. 1. Wand zur Aufnahme starker wagerechter Kräfte. 7. I. 18.

Kl. 37 b, Gr. 4. B 83 839. Edgar Büttner, Köln-Klettenberg, Gottesweg. Eisenbewehrung der Eisenbetonbauten für militärische Zwecke. 14. V. 17.

Kl. 37 b, Gr. 4. B 84 947. Edgar Büttner, Köln-Klettenberg. Eisenbewehrung der Eisenbetonbauten für militärische Zwecke nach Patentanmeldung B 83 839; Zusatz zur Anmeldung B 83 839. 15. XI. 17.

Kl. 42 c, Gr. 10. H 78 995. Dipl.-Ing. Fritz Hartmann, Berlin, Nürnberger Str. 40. Fluchtstab. 17. XI. 19.

Kl. 49 f, Gr. 6. S 50 815. Société Anonyme Fours et Procédés Mathy, Lüttich; Vertreter: Patentanwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt. a. M. und Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn, Berlin SW 14. Gasofen zum Anwärmen von Nietbolzen u. dgl. mit durch flammenlose Verbrennung erzeugter Hitze. 14. VIII. 19 Belgische Priorität vom 17. IV. 19.

Kl. 80 a, Gr. 46. G 49 898. Dr. Gaspary & Co., Markranstädt bei Leipzig. Füllrahmen für Kunststeinformen. 20. XII. 19.

Kl. 80 b, Gr. 3. B 82 294. Herman Elisha Brown, Kingston, Ver. St. A. Vertreter: Patentanwälte Fr. Meffert und Dr. L. Sell, Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung von Zement. 8. VI. 14. Ver. St. Amer.-Priorität vom 29. VIII. 13.

Kl. 85 b, Gr. 1. V 13 926. Versuchs- und Lehranstalt für Brauerei in Berlin, Berlin. Verfahren zur schnellen und möglichst weitgehenden Entkarbonisierung von Wasser auf kaltem Wege. 10. IX. 17.

Kl. 85 d, Gr. 1. K 66 476. Georg Kolb, Berlin, Fontanepromenade 3. Filterbrunnen. 13. VI. 18.

Kl. 85 d, Gr. 2. Sch 53 352. Herrmann Schierenbeck, Nürnberg, Frommanstr. 14. Vorrichtung zum selbsttätigen Ein- und Ausschalten der Pumpen für offene Hochbehälter von Wasserversorgungsanlagen. 1. VII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 31. Mai 1920.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 65 878. Richard Kleber, Teplitz-Schönau; Vertreter: Patentanwälte C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner und Dr.-Ing. G. Breitung, Berlin SW 61. Gleisrückmaschine mit an einem aus zwei Hälften bestehenden Rahmen angeordneten äußeren und inneren Zwängungsrollen. 27. III. 18.

Kl. 37 a, Gr. 4. B 91 303. Dr.-Ing. Richard Borchers, Dortmund, Gutenbergstr. 25. Mehrschichtige Hohlwand aus Formplatten beliebigen Baustoffs; Zusatz zu Patent 319 264. 23. X. 19.

Kl. 37 b, Gr. 1. A 30 425. Friedrich Amme, Mailand; Vertreter: Patentanwälte C. Arndt und Dr.-Ing. Bock, Braunschweig. Formstein für Behälterwände. 12. IV. 18.

Kl. 37 e, Gr. 8. M 63 738. Fritz Methua, Schaffhausen, Schweiz; Vertreter: Patentanwalt Dr. H. Hederich, Kassel. Vorrichtung zum Verbinden aufeinandergestellter Baugerüststangen mit Klemmhebel und Laschen. 6. VIII. 18. Schweizer Priorität vom 3. VII. 17 für Anspr. 1.

Kl. 65 a, Gr. 3. G 47 948. Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Verfahren zum Wenden kieloben hergestellter Eisenbetonschiffe. 14. III. 19.

Kl. 80 a, Gr. 13. K 69 467. Kell & Löser, Leipzig. Mauersteinschlagmaschine. 10. VII. 19.

Kl. 80 a, Gr. 13. St 32 591. Fa. Adolf Steinbecher, Burg bei Magdeburg. Schlagplatte für Dachsteinmaschinen. 20. XI. 19.
Kl. 80 a, Gr. 45. B 86 444. Gustav de Bruyn, Köln-Ehrenfeld, Overbeckstr. 51. Verfahren zum Formen und Trocknen von Lehmplatten. 25. V. 18.
Kl. 85 a, Gr. 7. B 87 275. Albert Braedt, Leipzig-Eutritzsch, Heinickestraße 9. Verfahren zur Herstellung von Mitteln zur Enteisenung, Entmanganung, Entfärbung und Klärung von Wasser. 4. IX. 18.
Kl. 85 d, Gr. 1. E 23 894. Robert Eifler, Breslau, Palmstr. 42. Brunnenfilterrohr aus übereinanderliegenden Ringen. 1. IV. 19.
Kl. 85 e, Gr. 10. H 77 641. Johannes Hörnemann, Essen-Borbeck, Borbecker Str. 21. Schachtabdeckung. 11. VII. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 3. Juni 1920.

Kl. 5 c, Gr. 4. R 46 764. Dipl.-Ing. Martin Roeckner, Mülheim-Ruhr, Engelbertusstr. 110. Schachtauskleidung aus Platten mit Flanschenumrandung. 12. XI. 18.
Kl. 19 b, Gr. 5. B 86 797. Adolf Blume, Saalfeld a. S. Kupplung des am spitzzulaufenden Ende eines Schiebkarrenkastens drehbar gelagerten Sandstreuers mit der Fahrachse durch einen am Fahrgestell drehbaren Handhebel. 10. VII. 18.
Kl. 20 h, Gr. 4. B 86 673. Theodor Blakkolb, Feuerbach. Gleissperreinrichtung. 25. VI. 18.
Kl. 20 i, Gr. 33. Sch 57 118. Schneider & Cie., Paris; Vertreter: Patentanwälte Max Wagner und G. Lemke, Berlin SW 11. Vorrichtung zum selbsttätigen Anzeigen der Stellung von Streckensignalen auf der Lokomotive. 31. XII. 19. Französische Priorität vom 29. X. 19.
Kl. 37 b, Gr. 5. K 64 599. Alexander Krzeszewski, Berlin-Friedenau, Hähnelstr. 2. Verbindungsmittel für beliebig gegeneinandergeneigte Holzbalken, -stiele und -streben und ähnliche nagelbare Bauteile aus einem teilweise eingeschnittenen und winklig gebogenen Blechstreifen. 18. VIII. 17.
Kl. 37 f, Gr. 7. C 28 097. Theodor Conrad, Köln, Kühnstr. 1c und Dr.-Ing. Karl Mautner, Düsseldorf, Poststr. 12. Bindertragwerk in Eisenbeton für Lokomotivschuppen. 4. VI. 19.
Kl. 84 c, Gr. 2. D 30 259. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Aktien-Ges., Bochum. Eiserne Spundbohle mit Klauen- und Zapfenanschluß. 28. I. 14.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 7. Juli 1920.

Kl. 20 i, Gr. 35. H 79 119. Wilhelm Hodschmidt, Witten-Ruhr, Kesselstr. 6. Fernsignalvorrichtung für den Eisenbahnbetrieb. 26. XI. 19.
Kl. 42 a, Gr. 19. B 91 491. Marcel Bieuville, Bellevue, Frankreich; Vertreter: Patentanwalt E. Lamberts, Berlin SW 71. Zeichengerät zum Ziehen paralleler Linien. 5. XI. 19.
Kl. 84 d, Gr. 2. M 65 394. Menck & Hambrock, G. m. b. H., Altona-Ottensen. Auf Laufketten fahrender Eimerbagger mit quer zur Fahrrichtung arbeitender Eimerleiter. 14. IV. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 31. Mai 1920.

Kl. 5 d, Gr. 9. 324 139. W. Weber & Co., Gesellschaft für Bergbau, Industrie und Bahnbau, Wiesbaden. Fahrbare Spritzvorrichtung zur Gewinnung von Massen für den Spülversatz im Bergbau. 21. III. 18. W 50 571.
Kl. 19 a, Gr. 28. 324 084. F. G. Glaser & R. Pflaum G. m. b. H., Berlin. Verfahren zum Rücken von Gleisen. 17. VII. 19. G 48 683.
Kl. 19 a, Gr. 28. 324 146. F. C. Glaser & R. Pflaum, Alleinverkauf der Kruppschen Feld-, Forst- und Industriebahnen, G. m. b. H., Berlin. Gleisrückmaschine mit einem auf einem Wagen gelagerten doppelarmigen Hebel, der an seinem freien Ende mittels Klemmrollen oder Knaggen die Schienen ergreift. 9. IV. 19. G 48 068.
Kl. 19 b, Gr. 1. 324 016. Edmond Jacquelin, Paris; Vertreter: Patentanwalt Dr. K. Michaelis, Berlin W 35. Fahrbare Kehrvorrichtung. 21. I. 12. J 14 299. Französische Priorität vom 21. I. 11.
Kl. 20 i, Gr. 35. 324 148. Arthur Thompson, Withington, Manchester, England; Vertreter: Patentanwalt K. Osius, Berlin SW 11. Zugsicherungseinrichtung; Zusatz zum Patent 321 882. 23. VIII. 16. T 20 992. Englische Priorität vom 25. VIII und 20. X. 15.
Kl. 37 a, Gr. 2. 324 158. Dr. Bruno Bauer und Dr.-Ing. Ernst Mautner, Wien; Vertreter: Patentanwälte Dr. B. Alexander-Katz und Dipl.-Ing. E. Bierreth, Berlin SW 48. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetondecken mittels Schalung. 22. X. 18. B 87 691. Österreichische Priorität vom 1. VI. 18.
Kl. 80 a, Gr. 46. 324 195. Dr. Filip Katona, Budapest; Vertreter: Patentanwalt K. Hallbauer, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Steinen im Handbetrieb. 29. V. 19. K 69 069 Ungarische Priorität vom 21. I. 19.
Kl. 80 b, Gr. 8. 324 189. Chemisches Laboratorium für Tonindustrie und Tonindustrie-Zeitung, Prof. Dr. H. Seger & E. Cramer, G. m. b. H., Berlin. Verfahren zur Herstellung von Trockenpreßziegeln unter Verwendung von Ton, der nach Patent 321 930 vorbereitet wurde; Zusatz zu Patent 321 930. 26. X. 15. C 26 006.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 7. Juni 1920.

Kl. 19 a, Gr. 2. 324 431. Muckrosit-Gesellschaft m. b. H., Wien; Vertreter: Patentanwälte Dr. Döllner, Seiler und Maemecke, Berlin SW 61. Verfahren, Schwellen mit abgenutzten Nägel- und Schraubenlöchern wieder brauchbar zu machen. 5. XII. 17. M 62 183.
Kl. 20 i, Gr. 14. 324 511. Joachim Kollmann, Rybnik O.-S., Am Bahnhof. Blende an Eisenbahn-Hauptsignalen. 13. XII. 19. K 71 286.
Kl. 20 i, Gr. 15. 324 512. Willy Hanebutt, Westdorf bei Aschersleben. Weichenstellvorrichtung. 11. VII. 19. H 77 623.
Kl. 20 i, Gr. 35. 324 585. Eduard Schultz, Berlin, Kurfürstenstr. 109. Vorrichtung zur Überwachung von Zügen durch auf induktivem Wege erzeugten Strom. 8. V. 19. Sch 55 149.
Kl. 20 i, Gr. 40. 324 269. Otto Uebel, Berlin-Pankow, Kavalierstraße 11. Elektromagnetische Signalflügelkuppelung. 29. X. 19. U 6797.
Kl. 35 a, Gr. 1. 324 567. Dipl.-Ing. A. Küppers, Köln-Klettenberg, Petersberg 62. Schrägaufzug zur Begichtung von Hochöfen mittels Trichterkübel. 15. VI. 17. K 64 272.
Kl. 65 a, Gr. 3. 324 630. Martha Rieckhof, geb. Voß, Bremen, Osterholzer Str. 20. Verfahren zur Herstellung von Schwimmkörpern aus Eisenbeton. 8. VII. 19. R 47 912.
Kl. 80 b, Gr. 16. 324 490. Fritz Hecht, Berlin, Gartenstr. 12. Wandelement. 3. VII. 18. H 74 716.
Kl. 80 b, Gr. 17. 324 375. Dr. Wilhelm Bünte, Garßen, Kr. Celle. Verfahren zur Herstellung von Leichtsteinen aus Kieselgur und Zement. 23. IV. 19. B 89 218.
Kl. 80 b, Gr. 18. EWR 315. Josef v. Vaß, Kötzschenbroda. Verfahren zur Herstellung von porösen Körpern aus Beton, Ton und ähnlichen Massen. 28. V. 18. V 14 200.
Kl. 84 a, Gr. 3. 324 556. Dipl.-Ing. Alfred Freiherr von Soiron und Max Jussel, Danzig, Hansaplatz 13. Floßwehr. 9. V. 18. S 48 275.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. Zweiter Band, 1919. Hamburg, Verlag von Boysen & Maasch. 1920.

Als im Frühjahr 1914 die Hafenbautechnische Gesellschaft ins Leben gerufen wurde, stand Deutschland auf der Höhe seiner wirtschaftlichen Entwicklung. In der Erkenntnis, daß zur Verminderung der an sich unwirtschaftlichen Transportkosten die dem Umschlag dienenden Häfen der Aufenthalt des Schiffs in dem Hafen auf das geringste Maß herabgesetzt werden müßte, daß daher neben dem Ingenieur auch der Industrielle und der Kaufmann an der Ausgestaltung unserer Häfen das lebhafteste Interesse habe, durfte man der Gesellschaft ein weites Feld fruchtbarer Tätigkeit voraussagen. Inzwischen, nach dem Zusammenbruche unseres Wirtschaftslebens, nach der Vernichtung unserer Kriegs- und Handelsflotte, nach der Internationalisierung unserer Ströme, drängte sich die Frage auf, ob die Gesellschaft noch am Leben erhalten werden könnte. Am 29. Oktober 1919 hat die erste Hauptversammlung jedoch die Auflösung der Gesellschaft abgelehnt und den Willen bekundet, nun erst recht in reger Tätigkeit die ihr zukommenden vielseitigen Aufgaben weiter zu verfolgen. Wie richtig dieser Beschluß war, welch eine Fülle von wertvollen Veröffentlichungen wir jetzt bereits der Gesellschaft verdanken, das zeigt das zweite Jahrbuch. Es bringt zunächst den auf der genannten Hauptversammlung gehaltenen Vortrag des Prof. Dr. E. Tiessen-Berlin „Die deutschen Häfen und die Verkehrsnot", der überzeugend nachweist, daß im Weltkriege der Hauptstoß gegen unseren binnenländischen Verkehr von der Seesperre ausgegangen ist, und daß eine gründliche Heilung nur von der Hebung des Seeverkehrs und des Binnenwasserstraßenverkehrs bewirkt werden kann. Beiträge haben geliefert:

1. Stadtbaurat Kutschke, Die Königsberger Hafenanlagen;
2. Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Lohmeyer, Der Emder Hafen und seine Zukunft;
3. Baurat Mr. H. Passum und Baumeister Dr.-Ing. H. Ehlers, Die Kaimauern im Hamburger Hafen;
4. Dipl.-Ing. Walter Böttcher, Das Problem der Verkehrskreuzungen im Hamburger Hafen;
5. Direktor Dipl.-Ing. W. Luft und Oberingenieur Dipl.-Ing. G. Eisig (Firma Dyckerhoff & Widmann), Die Erweiterung des argentinischen Kriegshafens Puerto Militar bei Bahia Blanca;
6. Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. Richard Borchers, Starrgeführte Greifer, ihre Vorteile und Entwicklungsmöglichkeiten.

7 I. Direktor Dr. Gustav Stein, Unfallschutz in Häfen; bauliche Anlagen;
7 II. Ingenieur Otto Brandes, Unfallschutz in Häfen; Unfallschutz an Kränen;
7 III. Oberingenieur R. Krüger, Unfallschutz in Häfen: Unfallschutz an den elektrischen Hafeneinrichtungen.
8. Dr. A. Schmidt-Essen (Hamburg), Frankreichs Schiffahrtspolitik auf dem Rhein.

Sämtliche Aufsätze sind sehr wertvoll und mit zahlreichen erläuternden Abbildungen versehen. Insbesondere ist es mit lebhafter Genugtuung zu begrüßen, daß nun endlich die Hamburgische Wasserbaudirektion begonnen hat — und das haben wir dem Baudirektor Wendemuth, dem Schöpfer des neuzeitlichen Hamburger Hafens, zu verdanken — die in ihren Archiven gesammelten Schätze der Öffentlichkeit zugänglich zu machen. Wir hoffen, in den nächsten Jahrbüchern weiteren Veröffentlichungen über Hamburgs wasser- und hafenbauliche Tätigkeit zu begegnen.

Die Stellungnahme Lohmeyers gegen den Bramsche-Kanal und sein Eintreten für den Rhein-Seekanal in Verbindung mit dem Küstenkanal ist gewiß aus dem Sonderinteresse Emdens heraus zu verstehen, aber vom Standpunkte der deutschen Gesamtwirtschaft aus nicht zu billigen.

Alles in allem führt uns das Jahrbuch in eindringlicher Weise vor Augen, was deutsche Ingenieurkunst und deutscher Unternehmungsgeist in der Vorkriegszeit geleistet haben. Und wenn wir nicht ohne tiefe Erschütterung im Gedenken an das was war und an das, was ist, das Jahrbuch aus der Hand legen, so finden wir doch Trost in dem Schlußwort des letzten Beitrages:

„Die Pläne, nach denen die Feinde die Welt umgestalten wollen, haben an Kühnheit und phantastischem Ausmaß wie an Hohlheit und inneren Widerspruch große Ähnlichkeit mit den Absichten Napoleons I.; sie sind ebenso wie diese vom Größenwahn diktiert, und darum werden sie nach menschlichem Ermessen früher oder später ein ähnliches Schicksal erleben."

Unseren Lesern empfehlen wir aber dringend, die wiederaufbauende Tätigkeit der Hafenbautechnischen Gesellschaft durch Beitritt zu diesen zu fördern und zu unterstützen. Die Geschäftsstelle ist Hamburg 14, Freihafen, Dalmannstr. 1. Der jährliche Beitrag beträgt 50 M. Das jedem Mitgliede zustehende Jahrbuch stellt einen erheblich höheren buchhändlerischen Wert dar.

Dresden, im Juli 1920. H. Engels.

Das juristische Denken und seine Bedeutung für die Erziehung des Technikers. Von Dr. Hermann Isay, Rechtsanwalt und Privatdozent an der techn. Hochschule Charlottenburg. Berlin 1919, Verlag von Franz Vahlen. Preis 2 M.

Ausgehend von einer eingehenden Untersuchung über das Wesen des sogenannten juristischen Denkens formuliert der Verfasser die Gegensätze zwischen dem Denken des Juristen und des Technikers: Zu allgemein und auch nur oberflächlich ist die Einteilung in begriffliches und anschauliches Denken. Ersteres war allerdings die treffende Bezeichnung des in der bisherigen Rechtsanwendung herrschenden Denkprozesses; das hatte seinen Grund in der Entwicklung des deutschen bürgerlichen Rechtes aus der römischen Begriffsjurisprudenz. Das Vorherrschen des rein Begrifflichen in unserer Rechtsprechung ist jedoch seit Jahren bereits Gegenstand von Angriffen, denen auch schon die schlimmsten Auswüchse zum Opfer gefallen sind. Nur insoweit ist die Einwirkung naturwissenschaftlichen Denkens auf rechtliche Methoden zulässig und auch erwünscht, als „für die juristische Denkarbeit eine größere Berücksichtigung der tatsächlichen Umstände des konkreten Einzelfalles, wie überhaupt eine Schärfung des Tatsachensinnes gegenüber der früheren anschauungsarmen Verwertung abstrakter Begriffe" gefordert wird. Dieser Tatsachensinn des Richters muß natürlich so geschärft sein durch richtige Anschauung, daß er dem zur Aufstellung gültiger Rechtssätze unbedingt erforderlichen ordnenden, begrifflichen Denken die erforderliche sachlich unantastbare Stütze bieten kann. Auf diesem Gebiet liegen wichtige Probleme der Reform der juristischen Ausbildung.

Andererseits ist auch dem „technischen", mehr anschaulichen Denken das Begriffliche nicht fremd. Dieses begriffliche Denken des Ingenieurs unterscheidet sich aber erheblich von dem des Juristen, und zwar im Ausdruck: die Sprache des Ingenieurs ist die Zeichnung, die des Juristen das Wort. Hiervon ausgehend ist jedoch die Zeichnung bzw. das Wort nicht nur Ausdrucksmittel, sondern auch weitergehend Hilfsmittel des Denkens selber geworden. Und hier gerade zeigt sich eine Lücke in der Erziehung des Technikers: Die Übung im Gebrauch des Wortes fehlt da, wo die Zeichnung der Ermittlung und Übermittlung des Gedankens dient.

In der Auswirkung zeigt sich ein weiterer Unterschied des beiderseitigen Denkens: das technische Denken ist schöpferisch, das juristische ordnend. Das entspricht auch der Verschiedenheit der Denkobjekte: „Die Rohstoffe, aus denen das technische Denken seine Gebilde formt, sind Eisen und Stahl, Holz und Stein usw.; die Kräfte, die es in seinen Dienst zwingt, sind die Kräfte der Natur. Das juristische Denken hat es mit dem lebenden Menschen zu tun, die Kräfte, deren es sich bedient, sind die menschlichen Energien, sind die Kräfte des Verstandes und des Willens."

Auch hier finden wir keine reine Grenzlinie, sondern ein Übereinandergreifen der verschiedenen Disziplinen: dem Techniker, der mit der Organisation menschlicher Kräfte, mit Vertragsschlüssen und dergl. zu tun hat, fehlt die hierzu erforderliche Schulung im spezifisch ordnenden Denken. Daher, und mithin nicht ganz ohne Grund, das jetzt so viel bekämpfte Vorherrschen der Juristen in Verwaltungsstellen aller, auch technischer Art. Nicht die Kenntnisse des Juristen sind es, die ihn so „vielgewandt" erscheinen lassen, sondern „die Fähigkeit, in der Menge der einzelnen Maßnahmen und Vorgänge die allgemein leitenden Gesichtspunkte zu erkennen, die einzelnen menschlichen Energien planvoll zu einem ineinandergreifenden Räderwerk zu ordnen, in Verhandlungen das Wesentliche vom Unwesentlichen zu unterscheiden und das Ergebnis in knappen und klaren Sätzen zusammenzufassen, die Fähigkeit, in gegensätzlich gerichteten Interessen und Strebungen das Gemeinsame zu erkennen und den Boden für die mittlere Linie, einen für beide Teile gangbaren Weg unter Berücksichtigung der beiderseitigen Interessen zu finden — kurz, eine Schulung des Geistes, welche des begrifflichen Denkens ebenso wie des ordnenden bedarf, und für die daher die Schule des juristischen Denkens erfahrungsgemäß eine Erziehung darstellt, die durch keine andere erreicht wird. Wobei natürlich die selbstverständliche Ausnahme zu machen ist, daß es auch hier angeborne Begabungen gibt, die keiner besonderen Erziehung bedürfen."

Es ist mithin notwendig, um den berechtigten Forderungen der Techniker nach der Besetzung leitender Stellungen durch sie den gehörigen Nachdruck zu verleihen, aber auch erforderlich für die Abrundung der Ausbildung jedes Technikers, daß in seinen Erziehungsplan die Einführung in das juristische Denken aufgenommen wird. Diese Einführung, die auf dem Wege über eine allgemeine Lehre von den juristischen Grundbegriffen erfolgen müßte, bedeutet nicht einmal die Erfüllung des Wunsches nach einer umfassenden Allgemeinbildung des Technikers, sondern stellt lediglich eine unumgänglich notwendige Erweiterung seiner Fachbildung dar.

Der Verfasser, ein bekannter ausgesprochen moderner Jurist, der mitten im praktisch-technischen Leben steht (vgl. seine umfassende Tätigkeit auf dem Gebiete des Patentwesens und z. B. seine „Einführung in das bürgerliche Recht für Techniker"), schließt seine Ausführungen mit dem Hinweis auf die seit 1902 an der technischen Hochschule Charlottenburg bestehende und als bewährt erfundene Möglichkeit, bei der Diplomhauptprüfung Rechtskenntnis und juristisches Denken als Sonderfach zu wählen. Die Schrift stellt einen tiefgründigen Beitrag zu der brennenden Frage des Ausgleiches zwischen Rechtspflege und wirtschaftlichem Leben dar.

Rechtsanwalt Dr. Weiß-Heidelberg.

Welche gesetzlichen Bestimmungen und Richtlinien sind bei der Herstellung von Bauprojekten gewerblicher Anlagen zu beachten? Wegweiser für Industrielle, Betriebsleiter, Bauunternehmer und dergl. Von Gewerberat Paul Neumann. 1. Auflage. Verlag E. Klotz, Magdeburg 1919. Etwa 200 Oktavseiten. 8 M.

Neumann will mit dem Buch ein gedeihlicheres Zusammenarbeiten zwischen den Gewerbeaufsichtsbeamten einerseits und denjenigen Kreisen andererseits fördern, die als Bauherren oder Bauunternehmer Bauten für Gewerbebetriebe neu herstellen oder vorhandene für andere Betriebe umbauen und herrichten. Nach seiner Erfahrung trägt der Mangel an Kenntnis der einschlägigen Gesetze, Verordnungen und Polizeivorschriften die Schuld daran, daß vielfach sowohl die Form und der Inhalt der Bau- und Genehmigungsanträge wie auch die konstruktive Ausbildung der Bauten und Anlagen den Bestimmungen der Arbeiterschutzgesetze usw. nicht genügend gerecht werden. Daraus ergeben sich Verzögerungen und Schwierigkeiten und oft müsse der Gewerbeaufsichtsbeamte noch nach Fertigstellung der Anlage Änderungen und Umbauten verlangen.

Neumann gibt deshalb eine Zusammenstellung der einschlägigen Gesetze und Verordnungen sowie Schemata für die Genehmigungsanträge im Wortlaut der Erlasse usw. wieder. Soweit es sich nicht um Reichsgesetze handelt, sind preußische Verhältnisse zugrunde gelegt.

Seine eigenen sachlichen Bemerkungen und Richtlinien beschränken sich auf etwa 15 Seiten.

Die Zusammenstellung ist verdienstvoll und wird manchem willkommen sein. Ich glaube freilich, daß das Buch noch mehr Freunde finden würde, wenn der Verfasser seine Erfahrungen dazu nutzbar gemacht hätte, in seinen allgemeinen Richtlinien das, was gerade für den Bau und die Einrichtung von Gewerbebetrieben besonders wesentlich ist, und die Punkte, in welchen Verstöße gegen die Verordnungen besonders leicht entstehen und in welchen sich die eingangs erwähnten Schwierigkeiten zu ergeben pflegen, klarer herauszuheben. Damit würde dieser Teil die Hauptsache und die Anhänge, die jetzt 190 Seiten umfassen, tatsächlich Anhänge werden. Vielleicht kann man diese in manchen Einzelheiten, die für die Herstellung von Bauprojekten unwichtig sind, erheblich kürzen. K. A. Hoepfner.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang | 31. August 1920 | Heft 16

EISENBETONSCHWIMMKÖRPER UND IHRE VERWENDUNG BEI HAFENBAUTEN UND DRUCKLUFTGRÜNDUNGEN SOWIE IM SCHIFFBAU.

*Von Dipl.-Ing. W. Luft, Vorstandsmitglied der Dyckerhoff & Widmann A.-G. und Dipl.-Ing. G. Rüth, Privatdozent der Technischen Hochschule Darmstadt und beratender Ingenieur der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. *)*

Unter Schwimmkörpern im allgemeinen Sinne verstehen wir solche materiellen Systeme, bei welchen der Auftrieb gegenüber den Eigengewichtswirkungen des Körpers überwiegt. Damit allein ist jedoch eine dauernde Schwimmfähigkeit noch nicht gewährleistet. Um Sicherheit gegen „Kentern" zu erlangen, müssen verschiedene Stabilitätsbedingungen erfüllt sein, die mit der äußeren Formgebung, der Lage des System- und des Deplacementsschwerpunktes zusammenhängen. Die Verwendung von Schwimmkörpern zu Bauzwecken im wesentlichen erst Mitte des vorigen Jahrhunderts ein, und zwar in Form von Senkkasten mit unterem Boden für die Ausführung von Kaimauern oder Brückenpfeilern, wobei naturgemäß mit Rücksicht auf seine leichte Verarbeitung und Schwimmfähigkeit in erster Linie Holz gewählt wurde. Später ging man dazu über, Schwimmkästen aus Mauerwerk in Verbindung mit einem hölzernen Boden auszuführen, wobei mit

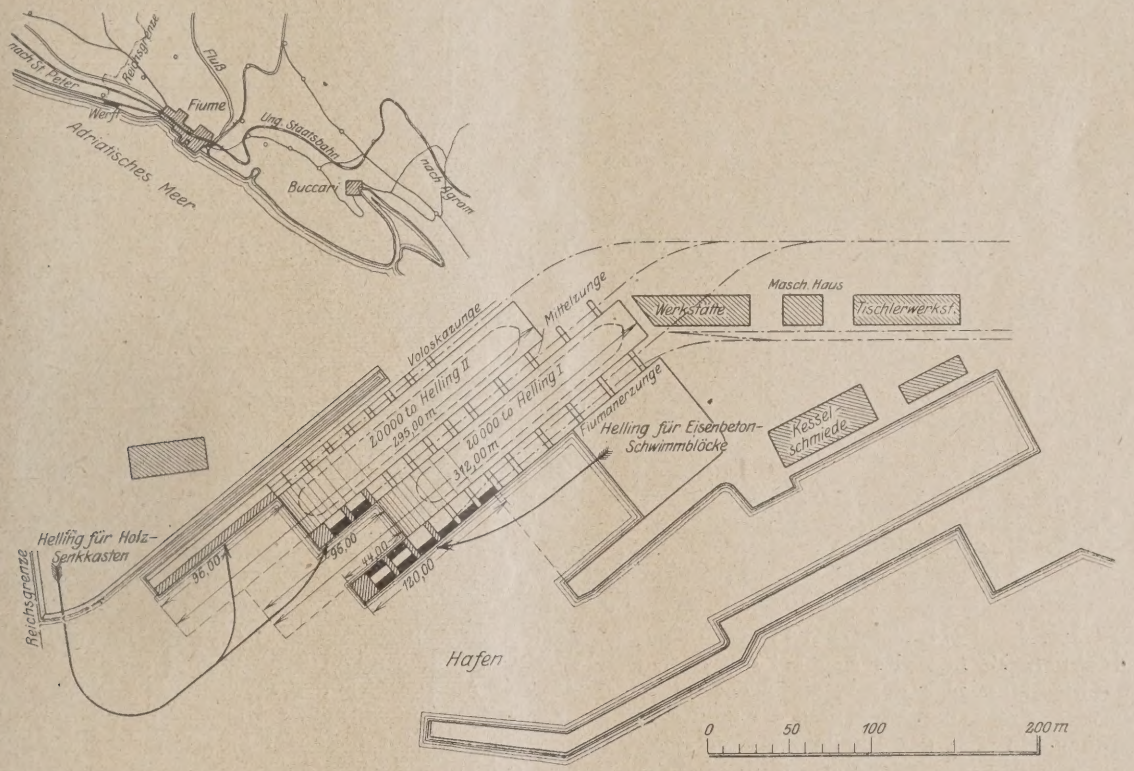


Abb. 1. Lageplan der Hellinganlage Fiume.

Lage des sogenannten „Metazentrums" im Verhältnis zu den letzterwähnten Punkten verschafft uns ein Urteil über die Gleichgewichtsverhältnisse des Schwimmkörpers. Bei jeder derartigen Konstruktion sind also diese grundlegenden Stabilitätsbedingungen zu beachten.

Bei der Verwendung der Schwimmkörper in der Technik unterscheiden wir im wesentlichen 2 Hauptgruppen:

1. Schwimmkörper für Verkehrs- und Transportzwecke,
2. Schwimmkörper für Bauzwecke, insbesondere für Gründungen.

Während die Entwicklungsperiode von Schwimmkörpern der Gruppe 1 bis in vorgeschichtliche Zeiten zurückreicht, setzt Einführung der Betontechnik das Mauerwerk meist durch Beton ersetzt wurde. Schwimmkästen von großen Abmessungen wurden dann besonders in Eisenkonstruktion ausgebildet, desgleichen die meisten Senkkasten für Druckluftgründungen. Im Anfang dieses Jahrhunderts trat alsdann mit der hohen Entwicklung der Eisenbetonbauweise die Verwendung von Eisenbeton für solche Senkkasten in den Vordergrund.

Um für die Versenkung der Senkkasten die meist sehr kostspieligen Aufhängungen, die oft auch große Schwierigkeiten mit Rücksicht auf die Untergrundverhältnisse verursachen, zu vermeiden, ist man, sofern das Versenken von einer Inselschüttung nicht günstiger ist, zur Verwendung schwimmender Senkkasten für Druckluftgründungen übergegangen.

Die Herstellung von Eisenbetonschwimmkörpern erfolgt vorteilhaft auf Hellingen oder in Docks; vielfach empfiehlt sich

*) Vortrag auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins zu Berlin im Mai 1920.

auch die Ausführung in Baugruben, in die später für das Abschwimmen der fertigen Kasten Wasser eingelassen wird. Das Zuwasserbringen solcher Schwimmkörper wird also bewerkstelligt durch Stapellauf, Tauchen oder Aufschwimmen.

In folgendem sollen einige Ausführungsbeispiele der Firma Dyckerhoff & Widmann A. G. über Verwendung von Schwimmkörpern zu Gründungen vorgeführt werden.

Zunächst eine Ausführung aus der Vorkriegszeit für eine Kriegsschiffwerft in Fiume an der Adria, die von der Danubius A.-G., Budapest, im Jahre 1910 der Nürnberger Niederlassung der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. übertragen wurde. Die Arbeit umfaßte die Anlage zweier großer Stapel für Schlachtschiffe bis zu 20 000 t. Die Gesamtanordnung dieser Hellinganlage ist aus dem Lageplan ersichtlich (Abb. 1).

Die beiden rd. 300 m langen Hellinge, wovon etwa 100 m auf den Unterwasserstapel entfallen, sind beiderseits von den Gleiszungen begrenzt. Es handelte sich bei der vorliegenden Arbeit um gewaltige Massenleistungen, die in der rechten unteren Bildecke verzeichnet sind. Während der größte Teil der Hellingplatten und ein Teil der Fundamente für die Gleisbrücke auf Rammpfählen gegründet sind, wurden bei den Kaimauern und bei den tiefergelegenen Fundamenten der Zungenpfeiler Senkkasten für die Gründung angewandt. Das an der Adria seither für solche Kaimauern übliche Bauverfahren bestand darin, daß zunächst vom Ufer aus eine Steinschüttung auf dem in der Regel steil abfallenden und aus Schlamm bestehenden Meeresboden vorgetrieben wurde. Das Material hierzu wurde in der Regel aus benachbarten Berglehnen gewonnen. Die Schüttung hatte erfahrungsgemäß einige Jahre für die Setzung nötig. Alsdann wurden die Mauerkörper aus Quaderblöcken bis zu etwa 4 t Gewicht, welche unter Benutzung eines Schwimmkrans versetzt wurden, hochgeführt. Die künstlich mittels Santorinerde als Bindemittel hergestellten Quadern brauchten ½ bis ¾ Jahre zu ihrer genügenden Erhärtung. Gegenüber dieser zeitraubenden Bauweise wurde für die Kaimauern die bereits erwähnte Gründungsmethode mittels Senkkasten vorgezogen. Diese Senkkasten wurden auf benachbarten Hellingen einesteils aus Holz, andernteils aus Eisenbeton hergestellt, zu Wasser gelassen, zur Verwendungsstelle geschleppt und dort nach Versenken mit Schüttbeton gefüllt. Die Kasten wurden auf einer durch Taucher abgeglichenen Kies- oder Schotterschüttung abgesetzt. Die Einbaustellen der Eisenbetonsenkkasten sind auf dem Lageplan (Abb. 1) schwarz, diejenigen der Holzkasten schraffiert dargestellt. Die Lage der Hellinge, welche zu ihrer Herstellung benutzt wurden, ist ebenfalls auf dem Plan angedeutet. Die Eisenbetonsenkkasten sind in ihren einzelnen Ausmaßen aus Abb. 2 ersichtlich. In Anpassung an die vorhandenen Wassertiefen wurden Kasten bis zu 6 m Höhe, 12,40 m Länge und 3,70m Sohlenbreite verwendet. Die Längswände waren durch zahlreiche innere Querwände ausgesteift, wodurch eine zellenförmige Einteilung der Kasten entstand. Abb. 3 zeigt die noch auf Stapel befindlichen Kasten. Die Oberkante der versenkten Kasten befand sich in der Regel ½ m über dem Meeresspiegel,

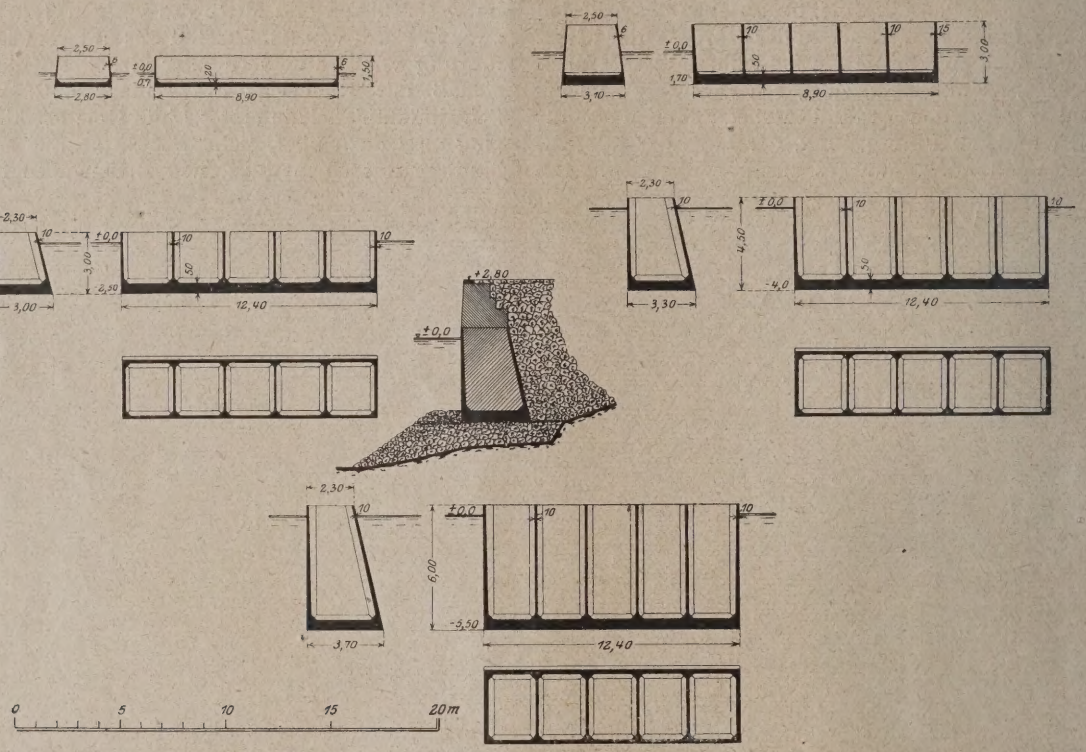


Abb. 2.

was auf Abb. 4 erkennbar ist. Nach der Ausbetonierung erfolgte der weitere Aufbau der Kaimauer.

Als Beispiele der Verwendung von Eisenbetonsenkkasten zur Druckluftgründung von Brückenpfeilern seien ferner die Freihafen-Elbbrücke Hamburg und die Rheinbrücke Duisburg-Hochfeld vorgeführt.

Die Freihafen-Elbbrücke Hamburg stellt eine neue Brückenverbindung zwischen beiden Elbufern am Hamburger Freihafengebiet dar und liegt hart unterhalb der Eisenbahn-Elbbrücke Hamburg-Harburg. Zwischen den Fundamenten der alten und neuen Brücke blieb nur 2 m Zwischenraum, die 3 Öffnungen von je rd. 100 m waren durch 2 Strom- und 2 Widerlagerpfeiler begrenzt. Die Strompfeiler wurden mit Schwimmsenkkasten, die Widerlager mit Senkkasten vom festen Ufer aus gegründet. Sämtliche Senkkasten waren aus Eisenbeton hergestellt. Hier interessieren uns nur die Schwimmsenkkasten für die Pfeilergründungen. Die konstruktive Ausbildung der Senkkasten sowie die Lage der neuen Pfeiler zu den in unmittelbarer Nähe stehenden Pfeilern der Eisenbahnbrücke zeigt Abb. 5. Die Grundrißform dieser Senkkasten ist rechteckig. Bei 12,80 m Breite weist der Kasten die bedeutende Länge von 32 m auf, entsprechend 410 m² Grundfläche. Der Arbeitsraum ist ungeteilt 2,15 m hoch, die ganze Senkkasten-

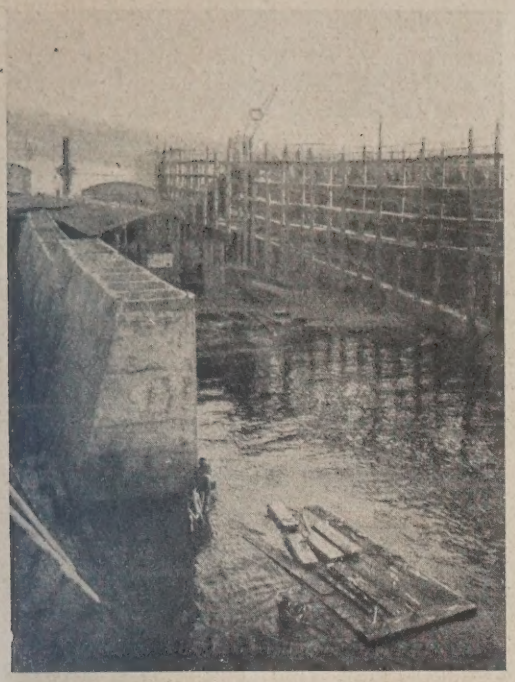


Abb. 3.

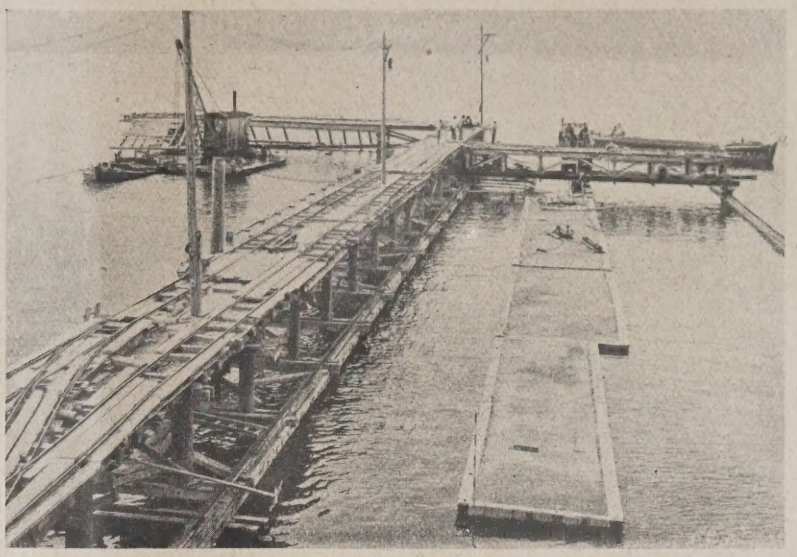


Abb. 4.

höhe beträgt ohne den 1,50 m hohen Aufsatz 7 m. Der Raum über der Caissondecke ist durch ein System von sich kreuzenden Längs- und Querträgern in 18 Hohlräume eingeteilt, wodurch die Schwimmbarmachung zum Zwecke des Beischleppens

Pegel vorgesehen. Die ursprüngliche Flußsohle lag auf + 1,50, infolgedessen war 11,50 m Boden, der aus Sand bestand, zu durchdringen. Die endgültige Bodenpressung bei voller Pfeilerbelastung betrug etwa 3 kg/qcm. Für die Bauausführung kamen 2 örtlich getrennte Baustellen in Betracht, die für die Herstellung der Schwimmkasten auf dem Schwimmdock, die andere für die Versenkung und Fertigstellung der Pfeiler an der Brückenbaustelle. Der ursprüngliche Plan, die Caissons

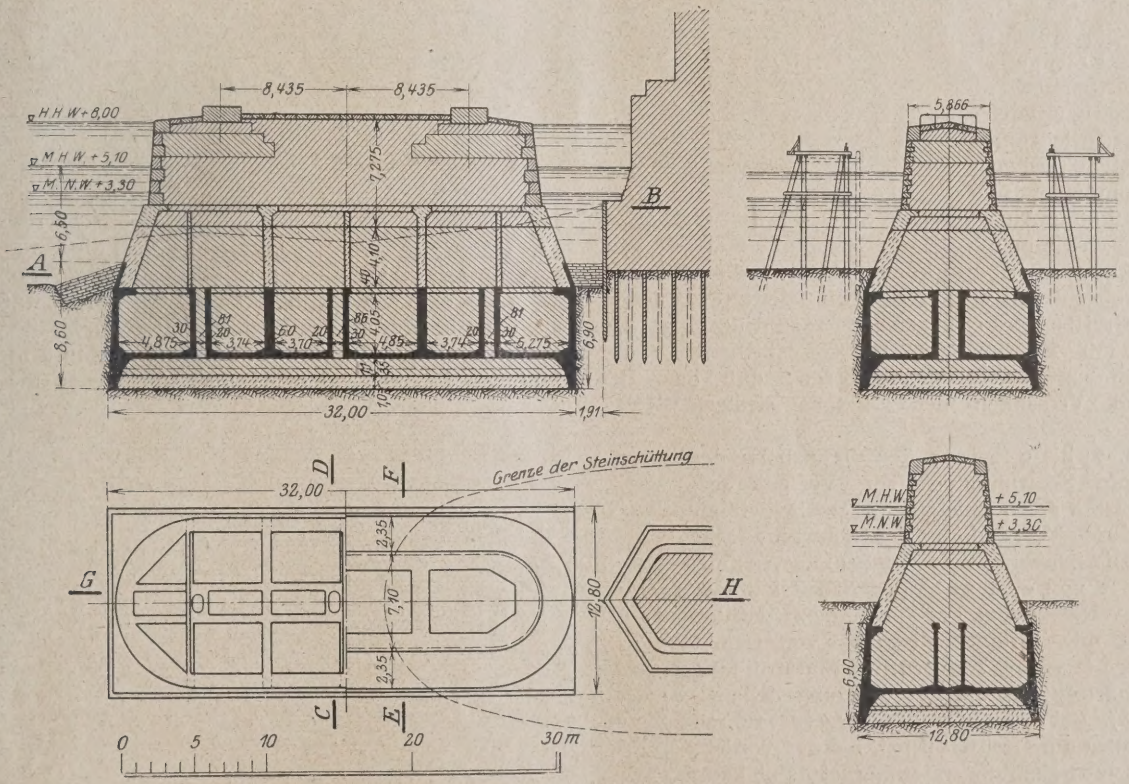


Abb. 5.

zur Baustelle erreicht ist. Bei einer unter Voraussetzung von 0,82 m Druckluft im Arbeitsraum berechneten Eintauchtiefe von 5,80 m war ein Abschwimmen bei den vorhandenen Schifffahrtstiefen der Elbe ohne weiteres möglich. Die Gründungstiefe der Senkkastenschneide war auf — 10,0 m Hamburger

auf besonders angelegten Hellingen auf dem Bauplatz herzustellen, wurde aufgegeben, da damals die mietweise Benutzung eines L-Dockes von 4000 t der Reiherstieger Schiffswerft und Maschinenfabrik, Hamburg, sich billiger stellte. Die Arbeiten auf dem Dock wurden am 5. Juli 1915 aufgenommen. Die

beiden Caissons wurden gleichzeitig auf dem Dock ausgeführt, um die ausschlaggebende Mietdauer auf ein Minimum zu beschränken. Am 16. September 1915 waren die Arbeiten im Dock vollendet, also in knapp 2½ Monaten. Abb. 6 zeigt die fertigen Senkkasten auf dem Dock vor der Absenkung.

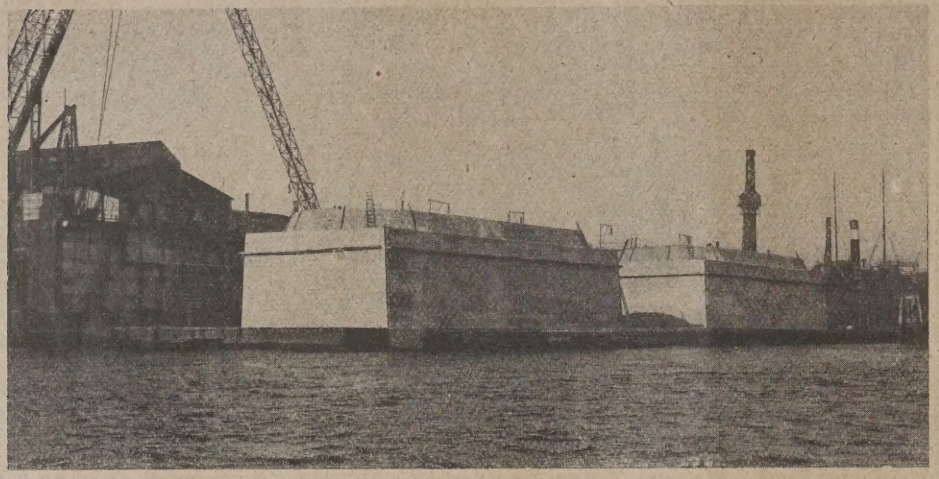


Abb. 6.

Gleichzeitig mit der Ausführung der Arbeiten auf dem Dock erfolgte die Einrichtung der Brückenbaustelle, bestehend aus den üblichen Baubetriebseinrichtungen, wie Baubuden, Magazine, Materiallagerplätze, Transportgleise und Gerüste. Ferner wurde die Maschinenanlage für Erzeugung der Preßluft fertiggestellt; ziemlich gleichzeitig mit der allgemeinen Baueinrichtung wurde die Baustelle für den südlichen Strompfeiler so vorbereitet, daß ohne Aufenthalt ein Einschwimmen des ersten Senkkastens erfolgen konnte; hierzu gehörte die Beseitigung der groben Steine vom Pfeilervorfuß der alten Brückenpfeiler mittels Greifbaggers sowie das Abbaggern und Planieren der Flußsohle mit Eimerbagger. Die Gerüstarbeiten waren am 19. September soweit abgeschlossen, daß das Beischleppen und Versenken der Caissons erfolgen konnte.

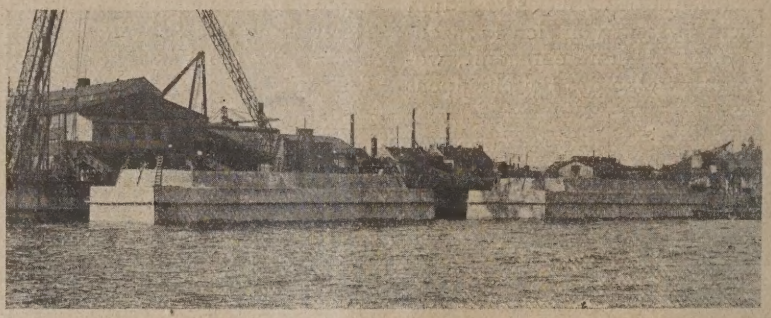


Abb. 7.

Die Abb. 7 bis 9 zeigen den Transport der Senkkasten vom Schwimmdock zur Versenkungsstelle. Das Ablassen der Senkkasten bis zur Schwimmtiefe erfolgte durch Versenkung des Schwimmdocks nach Abb. 7. Die Schwimmtiefe des Senkkastens mit einer Luftschicht von 0,82 m in der Arbeitskammer betrug 5,8 m. Nach dem Freischwimmen wurden die Senkkasten mit je einem Gewicht von 1800 t von 4 Schleppern (2 vorne, 2 hinten) bei Flutströmung kurz vor Tidenhochwasser an die Verwendungsstelle geschleppt (Abb. 8). Bei Ankunft am Pfeilergerüst fuhren die Vorderdampfer am Gerüst vorbei, bis der vordere Teil des Kastens zwischen die ersten Gerüstpfähle kam, hierauf wurden die Kasten mit Drahtseilen durch Bauwinden eingezogen, welche auf dem Gerüst aufgestellt waren. Abb. 9 zeigt den bereits zwischen die Gerüstwände eingezogenen Senkkasten. Durch die Leitpfähle wurde die genaue Lage festgelegt. Mit eintretendem Niederwasser und durch Abblasen der Luft aus der Arbeitskammer kam der Senkkasten zum Aufsitzen. Damit bei folgender Flut kein erneutes Aufschwimmen eintrat, wurde Wasser in die Kammern über dem Arbeitsraum eingelassen.

Für das Aufsetzen und Abheben der Schleusen, für die Förderung des ausgeschleusten Bodens sowie des Pfeilerbetons und der Werksteine diente ein elektrisch betriebener Portalkran. Die Betonierungsanlage wurde auf gekuppelten Schuten untergebracht (vergl. Abb. 10 u. 11).

Der weitere Bauvorgang gestaltete sich so, daß das Ballastwasser zunächst durch Füllbeton ersetzt wurde. Die Absenkung bis zur definitiven Tiefe von −10 m Hamburger Pegel erfolgte ohne irgendwelche Zwischenfälle, wobei der größte Luftdruck im Arbeitsraum 1,8 at betrug. Die Fertigstellung des südlichen Pfeilers geschah am 5. 2. 1916.

Der Senkkasten für den nördlichen Strompfeiler wurde zwecks Wiederverwendung der Baueinrichtungen nicht gleichzeitig versenkt, sondern zunächst nach seiner Fertigstellung im Petroleumhafen durch Wasserballast auf Grund gesetzt, wo er bei jeder Tide überflutet wurde. Um ihn wieder zum Aufschwimmen zu bringen, wurden am Tage des Abtransportes mit eintretender Ebbe durch 2 Hafenpumpendampfer die Kammern leergepumpt. Die Schneide des Kastens war etwa 1 m in Schlamm eingesunken. Der Auftrieb allein genügte nicht ganz zur Hebung, ein Aufschwimmen wurde erst durch Einpressen von Druckluft in die Arbeitskammer erreicht. Während des Beischleppens kam der Kasten an Stellen mit geringeren Wassertiefen einigemale zum Aufsitzen, wobei er leicht durch Druckluftzugabe flott gemacht werden konnte. Im übrigen gestaltete sich der Transport, die Einfahrt in das Gerüst und die Absenkung wie beim südlichen Pfeiler.

Bei den Versenkungsarbeiten der Pfeiler war größte Vorsicht nötig wegen der unmittelbaren Nähe der Pfeiler der Eisenbahnbrücke, deren Fundamente sich in 2 m Abstand befanden. Die Spitzen der Pfähle, auf denen die alte Brücke gegründet war, befanden sich 2 m höher als die Sohle der neuen Pfeiler. Um jegliche Bewegung in den Fundamenten der alten Brücke zu vermeiden, wurde beim Absenken des Senkkastens

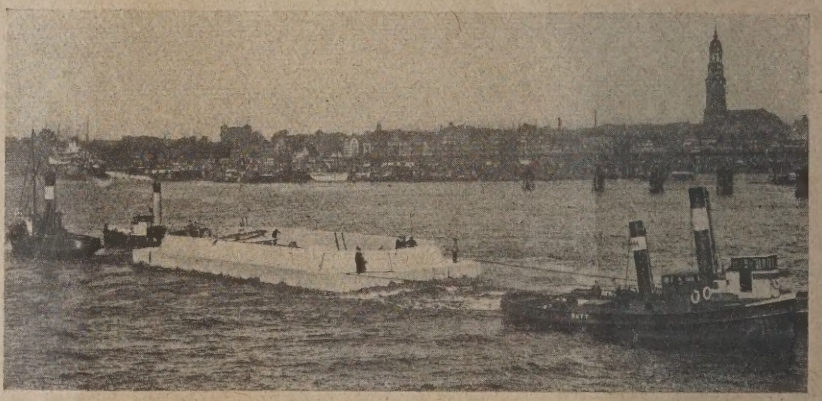


Abb. 8.

so vorgegangen, daß man die überschüssige Luft im Arbeitsraum an der entgegengesetzten Seite der Senkkastenschneide entweichen ließ. Die Fertigstellung des südlichen Pfeilers erfolgte am 28. September 1916; die gesamten Bauarbeiten wurden durch die Niederlassung Hamburg der Dyckerhoff & Widmann A.-G. ausgeführ .

Der Bau der Rheinbrücke Duisburg-Hochfeld war durch Zeitumstände im Frühsommer 1918 begründet. Eine rasche Inangriffnahme und Baudurchführung wurde damals für notwendig gehalten, damit die Leistungsfähigkeit der Bahnverbindung durch Ausbau auf 4 Gleise gesteigert würde. Gleichzeitig sollte eine Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse durch Ersatz der 100 m großen Öffnung durch eine 186 m große Schiffahrtsöffnung erzielt werden.

Im Sommer 1918 wurde seitens der Eisenbahndirektion Köln der Zuschlag für die Ausführung der Brückengründung der Düsseldorfer Niederlassung der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. erteilt.

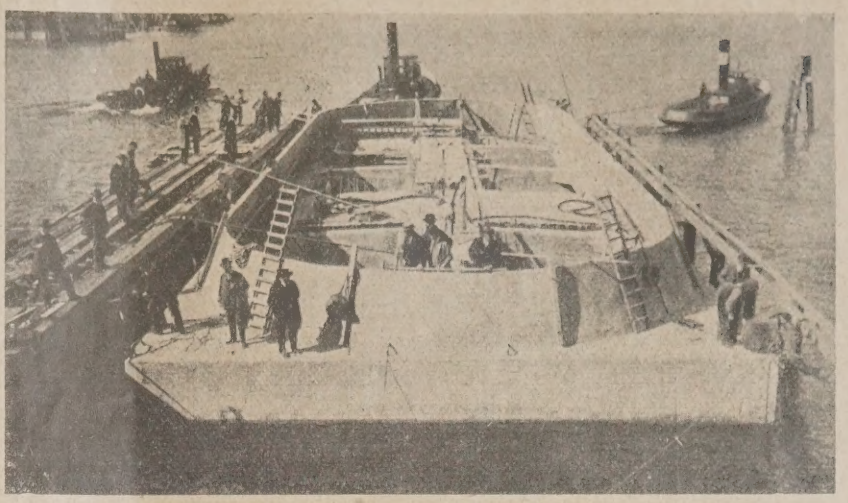


Abb. 9.

Der neue Hauptstrompfeiler ist neben dem alten bestehenden Pfeiler im lichten Abtand von 4½ m in der Hauptstromrinne angeordnet. Der Pfeiler erhielt mit Rücksicht auf einen 4-gleisigen Ausbau eine Gründungsfläche von 9,80 m auf 52,80 m. Es war ausgeschlossen für die allein in Frage kommende Druckluftgründung mit nur einem, diese Grundfläche überdeckenden Senkkasten auszukommen; auch ein eiserner Caisson schied infolge des erheblichen Eisenbedarfes aus. Es wurde daher eine Zweiteilung des Pfeilers gewählt und 2 Eisenbetonsenkkasten 9,80 m breit, 25 m lang mit je 245 qm Grundfläche mit einem Zwischenraum von 2,80 m hintereinandergesetzt. Die Senkkasten wurden auf der Eisenbetonschiffswerft der Firma Dyckerhoff & Widmann in Neuß hergestellt.

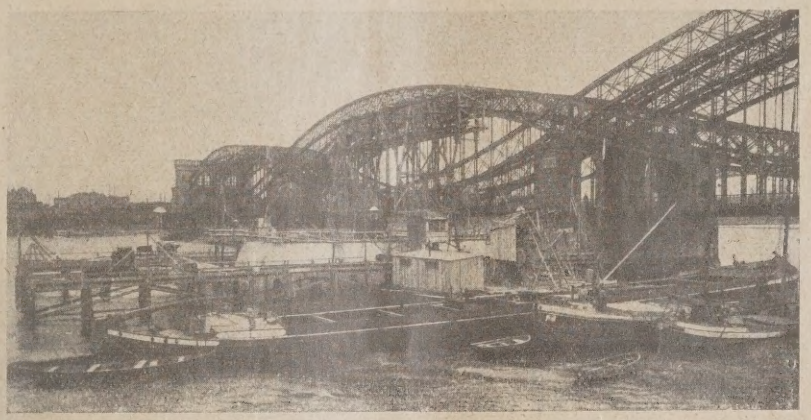


Abb. 10.

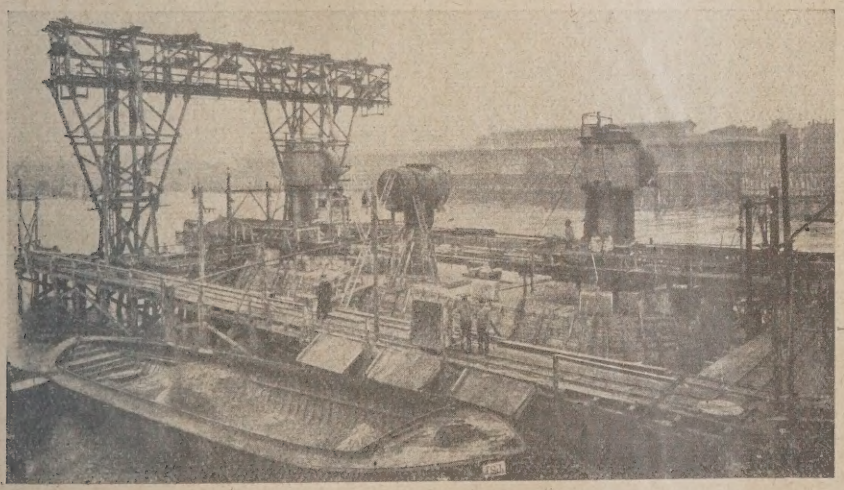


Abb. 11.

Rücksichten auf den Transport bei den auf der Rheinstrecke von Neuß nach Duisburg vorhandenen Wassertiefen machten es notwendig, die Senkkasten der zulässigen Schwimmtiefe von maximal 3 m anzupassen. Unter Zuhilfenahme von Leichtbeton und äußerst sparsamer konstruktiver Ausbildung ist es gelungen, bei einer Arbeitskammerhöhe von 2 m und einer Gesamthöhe der Senkkasten von 5,60 m mit 2,85 m Tauchtiefe auszukommen. Aus dem Konstruktionsbild Abb. 12 fällt ohne weiteres die leichte Ausbildung gegenüber dem Hamburger Caisson auf. Die Querträger sind in ihren Ausmaßen möglichst beschränkt; von durchgehenden Längsträgern wurde abgesehen. Die Schneide wurde nicht massiv, sondern durch Platten und Rippen ausgebildet. Die Platten sind mit geringster Konstruktionsstärke bemessen. Der Caisson war so konstruiert, daß 2 Schleusen mit ovalen Schachtrohren aufgesetzt werden konnten; dementsprechend ist der Anschluß an der Kammerdecke ausgebildet. Das Gewicht eines Caissons betrug nur 325 t, d. h. pro qm 1,31 t gegenüber 4,4 t beim Hamburger.

Die Abb. 13 zeigt eine Aufnahme der in Arbeit befindlichen Eisenbewehrung, Abb. 14 ein Bild der Helling mit dem im Abrutschen befindlichen einen Senkkasten, während der andere noch in der Schalung steht. Das Verlegen der Senkkastenschneiden erfolgte Ende August 1918, das Abschwimmen der beiden Senkkasten nach der Brückenbaustelle Ende Oktober und Anfang November 1918, also in außerordentlich kurzer Bauzeit unter den damals sehr schwierigen Verhältnissen.

Die statische Berechnung wurde für die ungünstigsten Belastungszustände und Beanspruchungen während des Stapellaufen des Schwimmens und Absenkens durchgeführt und hiernach die Dimensionen und Armierung bemessen.

Der Wasserstand des Erftkanals, woran die Werft liegt, war vor dem Stapellauf stark zurückgegangen. Durch Einpressen von Druckluft in die Arbeitskammer wurde die

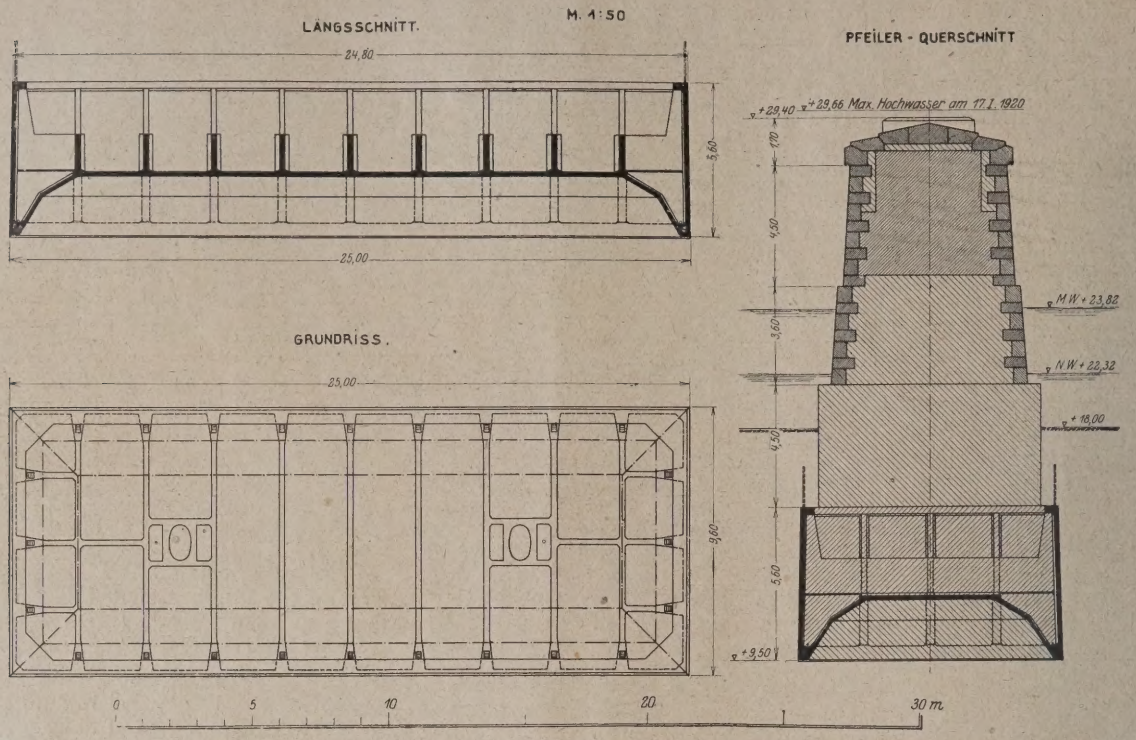


Abb. 12.

Schwimmtiefe von 2,85 m verringert und so auch bei geringerem Wasserstand von 2,50 m ein Abschwimmen von der Werft

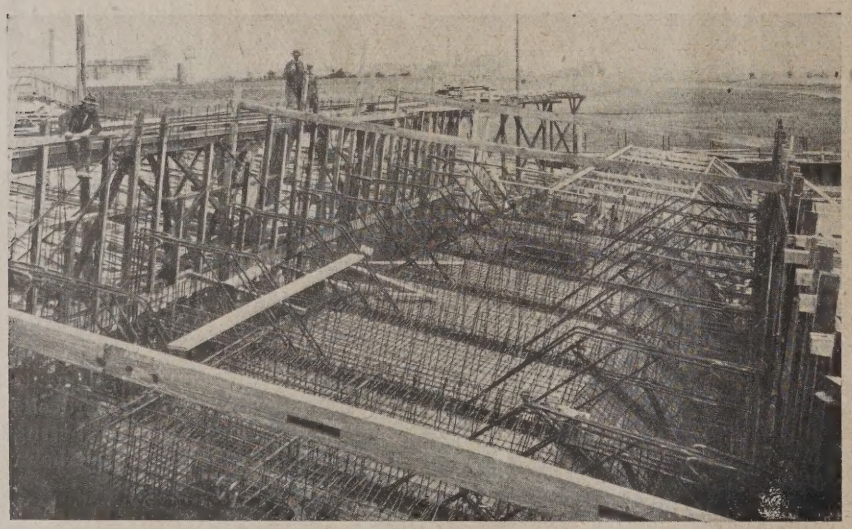


Abb. 13.

ermöglicht. Nach dem Freischwimmen von der Werft erfolgte der Transport durch den Erftkanal in den Rhein bei einer Schwimmtiefe von etwa 2,30 m unter Verwendung von Preßluft in der Arbeitskammer. Der Weitertransport von der Erftmündung bis zur etwa 35 km weit entfernten Baustelle erfolgte ebenfalls unter Preßluft bei einer Schwimmtiefe von 2,45 m, wobei zur Sicherheit gegen seitliches Schwanken Begleitkähne beiderseits des Senkkastens so angehängt wurden, daß sie Schwankungen vermeiden konnten. Die Preßluftanlage war auf einem Eisenbetonprahm aufgebaut, wie aus Abb. 15, die gerade den freigeschwommenen Senkkasten darstellt, ersichtlich.

Abb. 16 zeigt den Transport durch den Erftkanal.

Das Einschwimmen in das vorher errichtete Strompfeilergerüst mußte alsdann mit besonderer Sorgfalt gegen die starke Strömung an der Brückenbaustelle erfolgen.

Abb. 17 zeigt gerade nach dem Eindrehen hinter das Gerüst den Augenblick, wie die Begleitschiffe abgehängt werden, nachdem der Caisson an die Windenseile angehängt war. Der Vorgang wiederholte sich genau beim Transport des zweiten Senkkastens ebenfalls ohne jeden Zwischenfall. Das Absetzen erfolgte nach Ausrichten der Kasten durch Leitpfähle in die vorgesehene Lage. Die Flußsohle wurde vor dem Absetzen durch eine Schicht Kiesschüttung, unter Zuhilfenahme von Tauchern, abgeglichen. Während der Ausführung der Senkkasten auf der Werft mußte bis zum Einschwimmen das Strompfeilergerüst sowie die Baustelleneinrichtung mit der Druckluftanlage fertiggestellt sein. Die Anordnung der Gerüste, welche bei den außergewöhnlichen Strömungsverhältnissen besonders sorgfältig und zweckentsprechend herzustellen waren, zeigt Abb. 18. Auch der Laufkran ist hierauf ersichtlich sowie die Betonieranlage.

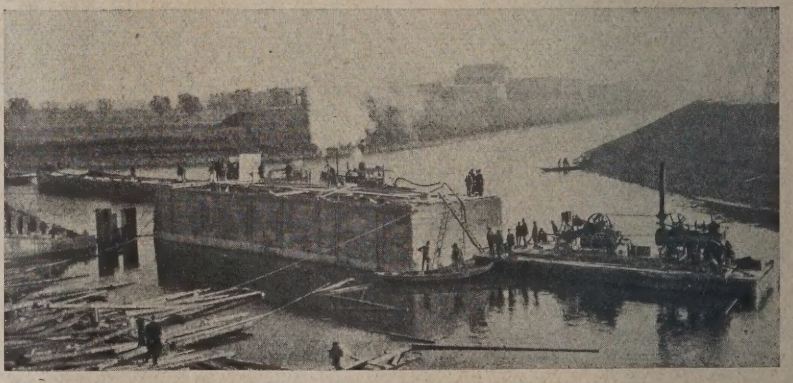


Abb. 15.

Durch den Ausbruch der Revolution am 9. November 1918 und die Besetzung mußten zunächst die beiden Senkkasten auf den Grund aufgesetzt werden. Zu diesem Zwecke wurden die Räume über den Arbeitskammern mit Wasser gefüllt. Nachdem die Fortführung der Arbeiten wieder möglich war, wurde der Wasserballast durch Füllbeton ersetzt und die Absenkung mittels Preßluftbetrieb eingeleitet. Diese Absenkung erfolgte in wechselseitigem Betrieb für die beiden Pfeilerhälften bis zur Tiefe von etwa 9 m unter Flußsohle. Hierbei machten die angetroffenen Steine der Umschüttung des alten bestehenden Pfeilers sowie sonstige vorgefundenen Hindernisse wie Holzstämme u. dergl. erhebliche Schwierigkeiten. Nachdem der normale Rheinkies des Flußbettes angetroffen war, ging jedoch die Versenkungsarbeit flott vonstatten.

Abb. 19 zeigt die konstruktive Anordnung und Durchführung der Gründungsarbeit, Abb. 20 eine Aufnahme der Baustelle. Eine große Gefährdung des Brückenbaues trat während der Absenkungszeit durch das plötzliche außergewöhnliche Hochwasser um die Jahreswende 1918/19 ein, welchem noch Eisgang sich anschloß. Die Versenkungsarbeit mußte vorübergehend eingestellt werden und das teils beschädigte Gerüst durch Vorwerfen von Betonsäcken und rasch hergestellten Betonblöcken gesichert werden. Es dürfte dies der erste Fall sein, bei welchem eine Druckluftgründung für einen Rheinstrompfeiler während der Winterzeit mit all den erwähnten Schwierigkeiten, wie Arbeitsbehinderung, Hochwasser und Eisgang durchgeführt wurde.

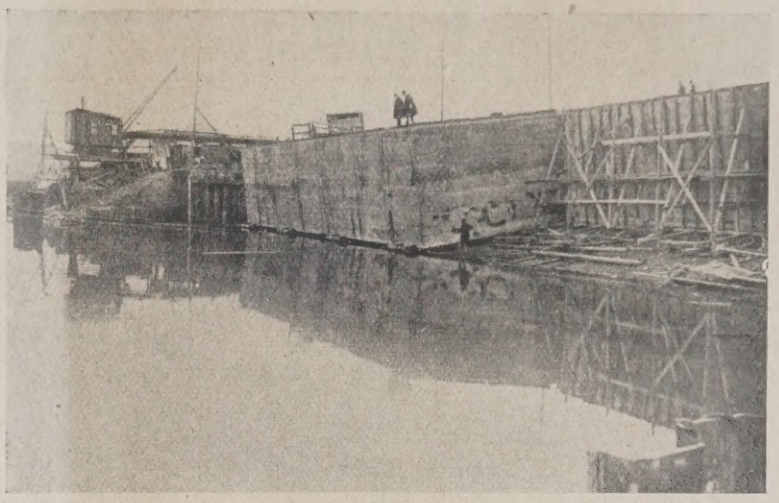


Abb. 14.

Aus dem letzten Beispiel ist zu ersehen, daß es zuweilen dringend geboten ist, die Schwimmtiefe von Eisenbetonschwimmkörpern zu verringern. Dies läßt sich erreichen: einmal durch sparsamste Konstruktion zur möglichsten Verringerung der Massen, anderseits durch Verwendung von leichten Betonmaterialien zur Erzielung eines möglichst leichten Betongewichtes (Leichtbeton).

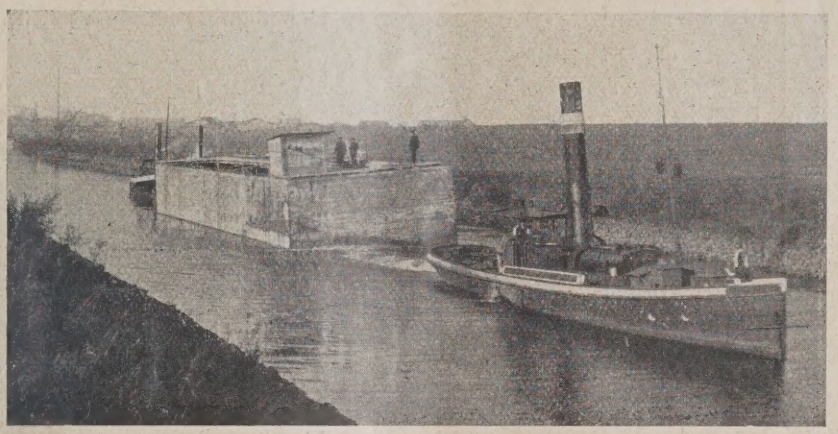


Abb. 16.

Die Verwendungsfähigkeit eines Leichtbetons für hochwertige Konstruktionsteile setzt voraus, daß neben möglichst geringem Gewicht genügende Festigkeit auf die verschiedenartigsten Beanspruchungsarten (Schub, Zug, Druck, Stoß usw.), Wasserdichtigkeit ev. auch Luftdichtigkeit vorhanden ist. Unter diesen Gesichtspunkten hat die Firma Dyckerhoff & Widmann, Zentrale Biebrich, bereits vor etwa 3 Jahren ein klares Versuchsprogramm für Leichtbeton aufgestellt, von dem in nachstehender Zusammenstellung I sowohl die Forderungen als auch die Gesichtspunkte für die Zusammensetzung des Betons und die für die Untersuchungen erforderlichen Probekörper zusammengefaßt sind.

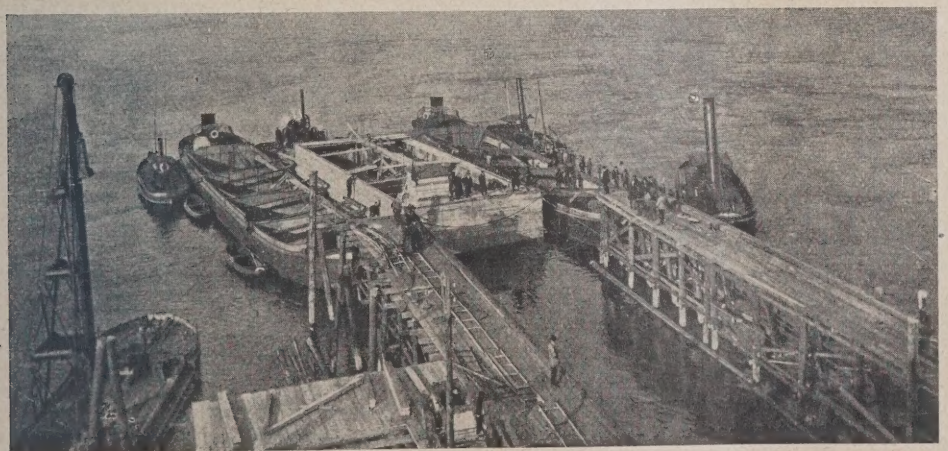


Abb. 17.

Versuchsprogramm für Leichtbeton.

A. Forderung:

Geringes Gewicht, Wasserdichtigkeit bei genügenden Festigkeiten auf Druck, Zug, Schub und Stoß.

B. Gesichtspunkte für die Zusammensetzung des Betons.

I. Erzielung von geringem Gewicht:

1. Durch Beimischung von Leichtmaterial (Bims oder Leichtschlacke)
   a) als Füllstoffe über 5 mm Korngröße, die in Mörtel eingebettet werden,
   b) als Zusatz in Körnung 0—5 mm zu den Mörtelmaterialien.
2. Durch Zusatz von Traß, teilweise als Bindemittel, teilweise als Mörtelzuschlag, da leichter als Zement und Sand.

II. Erzielung von Wasserdichtigkeit bei dünnen Stärken von 4—6 cm:

1. Durch fette Mörtelmischung 1:1½ bis 1: 2½ und Mörtelüberschuß.
2. Durch Zusatz von Steinmehl von geringem Gewicht.
3. Durch Zusatz von Traß (im Zusammenhang mit I 2).
4. Durch Oberflächenbehandlung.

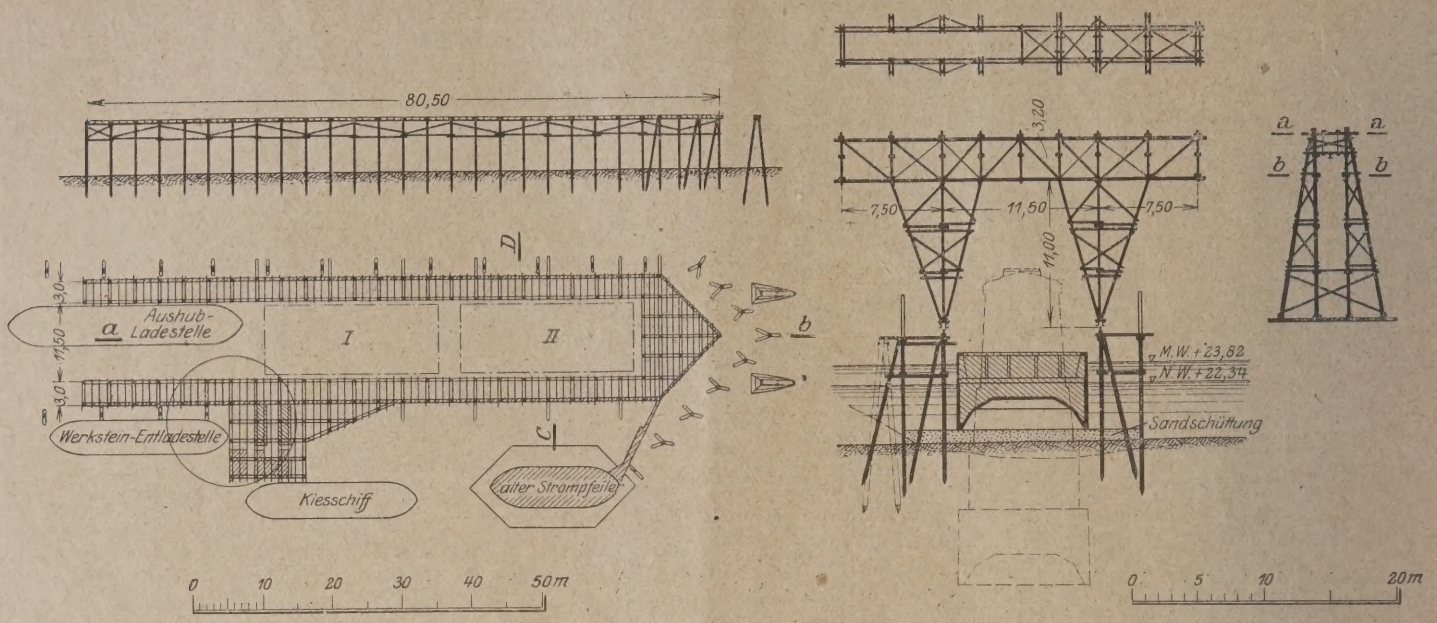


Abb. 18.

III. Erzielung genügender Festigkeit:

1. Durch entsprechendes Verhältnis der Bindemittel zu den Mörtelzuschlägen, Grenzverhältnisse 1:1½ bis 1:2½ (im Zusammenhang mit II 1).
2. Durch entsprechendes Verhältnis von Mörtel zu Füllstoffen, Grenzverhältnisse von Mörtel zu Füllstoff wie 2:1 bis 1:1.
3. Auswahl der richtigen Korngrößen für Mörtelzuschläge und Füllstoffe.

als Grenzfälle:
1 Zement : 0,3 Traß : 2 Zuschläge
1 „ : 0,7 „ : 4 „
in Raummaßen.

C. Probekörper zur Programmdurchführung.

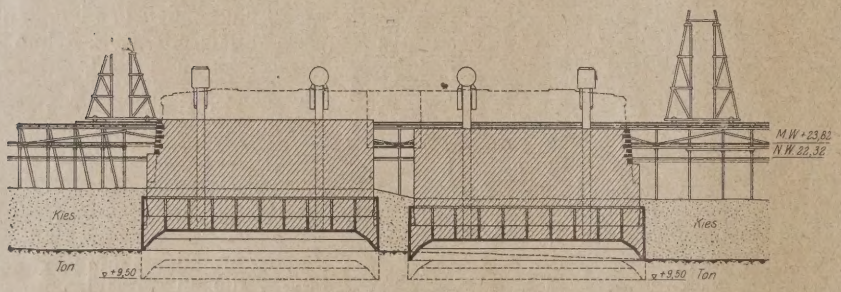
I. Von jedem Mischungsverhältnis:

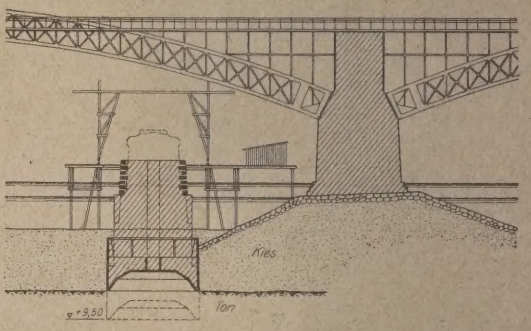
9 Würfel 10/10 cm für Druckproben nach 2, 4 u. 6 Wochen
15 Zugkörper für Zugproben nach 2, 4 u. 6 Wochen.

II. Von den in engere Wahl kommenden Mischungsverhältnissen:

1. Wiederholung der Druck- und Zugproben.
2. Platten auf Biegung von 110 cm Länge, 15 cm Breite, 5 und 6 cm Stärke

a) ohne Eisenbewehrung,





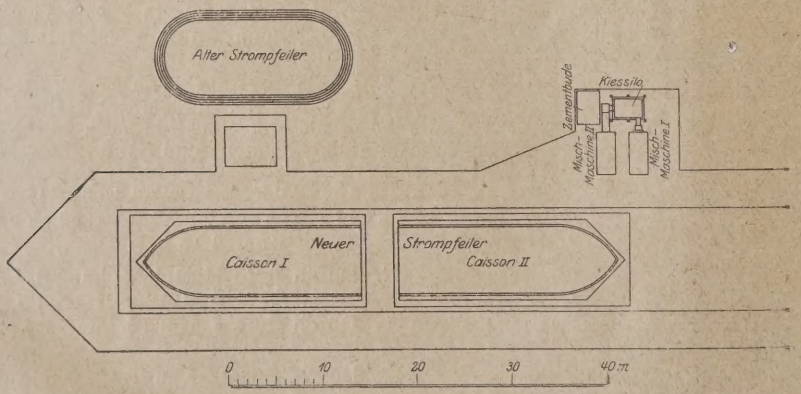


Abb. 19.

b) mit einfacher starker Zugbewehrung (Betonbiegefestigkeit),

c) mit doppelter schwacher Bewehrung (entsprechend prakt. Ausführung).

3. Schubbalken mit verschiedenen Bewehrungssystemen.
4. Schiffsbodenfeld für Fallversuche.
5. Platten für Wasserdichtigkeitsproben 5 cm stark 50/50 cm, mit Bewehrung zur Aufnahme der Biegungsspannungen infolge Wasserdruckes.

Über die Durchführung dieses Versuchsprogramms in Verbindung mit der Verwendung des Leichtbetons im Eisenbetonschiffbau berichtet Herr Rüth nachstehend.

Das vorgeführte Versuchsprogramm für Leichtbeton enthält bereits einige Ergänzungen, die sich bei der Durchführung der Versuche als erwünscht ergeben haben und zwar besonders die unter C_{II} des Programms angegebenen Untersuchungen der infolge der Vorversuche in engere Wahl gekommenen Mischungsverhältnisse.

Durch Vorversuche, die bis ins Jahr 1917 zurückgehen, sollten geeignete Zusammensetzungen von Zement und Traß als Bindemittel zu den Zuschlägen aus Rheinsand, Steinmehl und Bimsmaterial oder sonstigem Leichtmaterial gefunden werden.

Durch Ergänzungsversuche im Jahre 1918 wurden die in Frage kommenden Mischungsverhältnisse der Vorversuche nochmals nachgeprüft und durch weitere Untersuchungen auf Biegungs-, Schub- und Stoßfestigkeit sowie Wasserdichtigkeit ergänzt. Hierzu dienten hauptsächlich die im Programm unter C_{II} angegebenen Probekörper.

Die Durchführung der sämtlichen Versuche erfolgte mit einem Wasserzusatz, der demjenigen bei der praktischen Verarbeitung auf der Baustelle entsprach, der Mörtel wurde stets in einem steifflüssigen Zustande verarbeitet, wie er sich für die Einbringung zwischen die engen Schalungen des Schiffskörpers eignet.

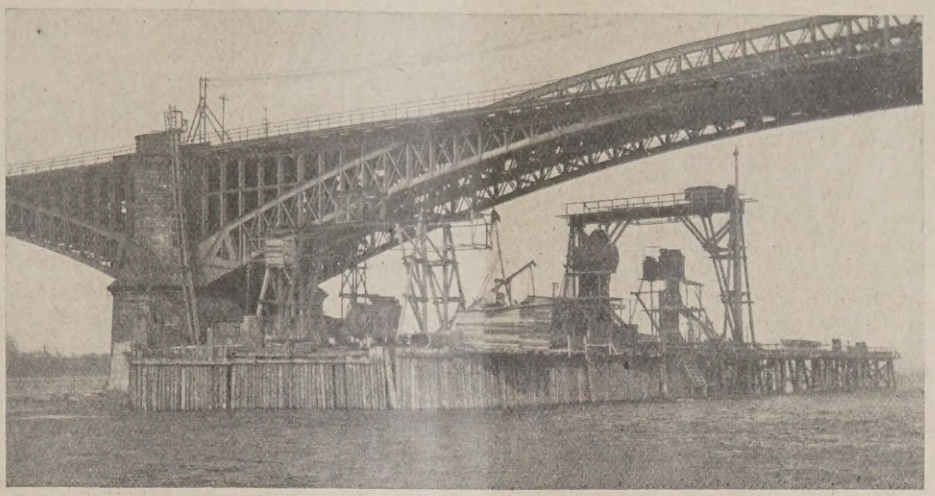


Abb. 20.

Als Ergebnis der Versuche können folgende Hauptgesichtspunkte festgehalten werden: Raumverhältnisse von Zement zu Traß 1 : 0,3 bis 0,6. Die Zuschläge sind je nach dem Zweck auf das 2,5- bis 3,5-fache der Zementmenge in Raumteilen zu wählen, wobei entsprechend dem Wert von Festigkeit oder Leichtigkeit die Verhältnisse zwischen den Festigkeits- und Leichtmaterialien zu variieren sind. Die Korngröße der Zuschläge spielt hierbei eine besonders wichtige Rolle, da diese im wesentlichen die Geschmeidigkeit des Mörtels beeinflußt und zu große Teilchen durch Absetzen bzw. Aufschwimmen leicht eine Entmischung des steifflüssigen Mörtels zur Folge haben können, besonders wenn stellenweise zur Verarbeitung etwas mehr Wasser zugesetzt werden muß.

A. Einige Versuchsergebnisse der Leichtbetonproben.

Nr.	Mischungsverhältnisse in Raumteilen (steifflüssig)							Bindemittel	Festigkeits-Material	Leicht-Material	Nach 4 Wochen: Spez. Gew.	Zug	Druck	Bemerkungen:
	Z	Tr.	Muschelkalk 0—3	Rheinsand 0—5	Rheinkies 5—10	Bimssand 0—5	Bimskies 5—10							
1	1	0,5	—	0,67	0,33	1	—	1,2	1,3	1,0	1,95	33	305	Unnötig hohe Festigkeiten, zu schwer und zu teuer.
				zusammen 2,0										
2	1	0,5	—	0,5	0,25	1,25	—	1,2	1,05	1,25	1,85	30	290	Die Kiesteile 5—10 mm setzen sich leicht ab.
				zusammen 2,0										
3	1	0,5	—	—	—	2,0	—	1,2	0,3	2,0	1,55	20	180	Wegen Fehlens der Festigkeitsmaterialien trotz fetter Mischung geringe Festigkeit.
				zusammen 2,0										
4	1	0,5	—	1	0,5	1,5	—	1,2	1,8	1,5	1,95	28	210	Gute Festigkeit jedoch zu schwer Kies 5—10 mm setzt leicht ab.
				zusammen 3,0										
5	1	0,5	—	1	0,5	0,5	1,0	1,2	1,8	1,5	1,95	26	220	Grober Bims 5—10 mm schwimmt auf.
				zusammen 3,0										
6	1	0,5	0,5	0,5	—	2,0	—	1,2	1,3	2,0	1,60	24	190	In Festigkeit besser wie Mischung 3 (1 : 0,5 : 2) infolge Festigkeitsmaterialien bei nahezu gleichem spez. Gewicht.
				zusammen 3,0										
7	1	0.25	—	1	—	2,0	—	1,1	1,15	2,0	1,65	23	175	Spez. Gewicht größer u. Festigkeit geringer wie Mischung 6
				zusammen 3,0										

B. Grenzen der Mischungsverhältnisse.

Je nach Zweck und Anforderungen an Festigkeit, Leichtigkeit und Wasserdichtigkeit.

Bindemittel und Festigkeitsmaterial	Zement : 1 Traß : 0,3—0,6 Steinmehl 0—3 : 0,2—0,6 Rheinsand 0—5: 0,5—1,0—1,25	Mischungsverhältnisse in Raumteilen
Leichtmaterial	Bimssand 0—5 :1,25—1,5—2,0	

(Schluß folgt.)

DER RHEIN-NECKAR-DONAU-KANAL UND DIE NECKARWASSERKRÄFTE.

Von Baurat Böhmler, Mannheim.

Seit Jahrzehnten wird die Verbindung des Rheines mit der Donau angestrebt. Bayern hatte es nach langjähriger zäher Arbeit schon vor dem Krieg so weit gebracht, daß der Plan eines Rhein-Main-Donau-Kanals zahlreiche Freunde und Förderer gewonnen hatte. Der Kanal sollte vom Rhein bei Mainz ausgehen und auf dem Wege über den Main nach der Donau gelangen. Bei diesem Verlauf des Kanals würden die anderen süddeutschen Staaten benachteiligt sein. Für Baden und Württemberg konnte nur der Weg über den Neckar in Betracht kommen. Tatkräftig ist auch dieser Plan gefördert worden. Als dann während des Krieges sich die Eisenbahnverhältnisse immer schwieriger gestaltet haben, als die bevom Neckar aus über einen Nebenfluß des Neckars, die Rems, zur Donau zu gelangen.

Im Laufe der Jahre brach sich die Erkenntnis Bahn, daß der Kanal für größere Schiffe gebaut werden müsse, um den anderen deutschen Kanälen gleichwertig zu sein.

Von dem berufensten Sachverständigen in Kanalfragen und dem zugleich maßgebendsten Mann in der preußischen Wasserbauverwaltung, dem Ministerialdirektor Sympher, ist vor kurzer Zeit im Zentralblatt der Bauverwaltung die Forderung aufgestellt worden, daß für neu zu bauende Kanäle als Mindestgröße das 1000-Tonnen-Schiff zugrunde zu legen sei mit der Begründung, daß die Frachten beim 1000-Tonnen-Schiff

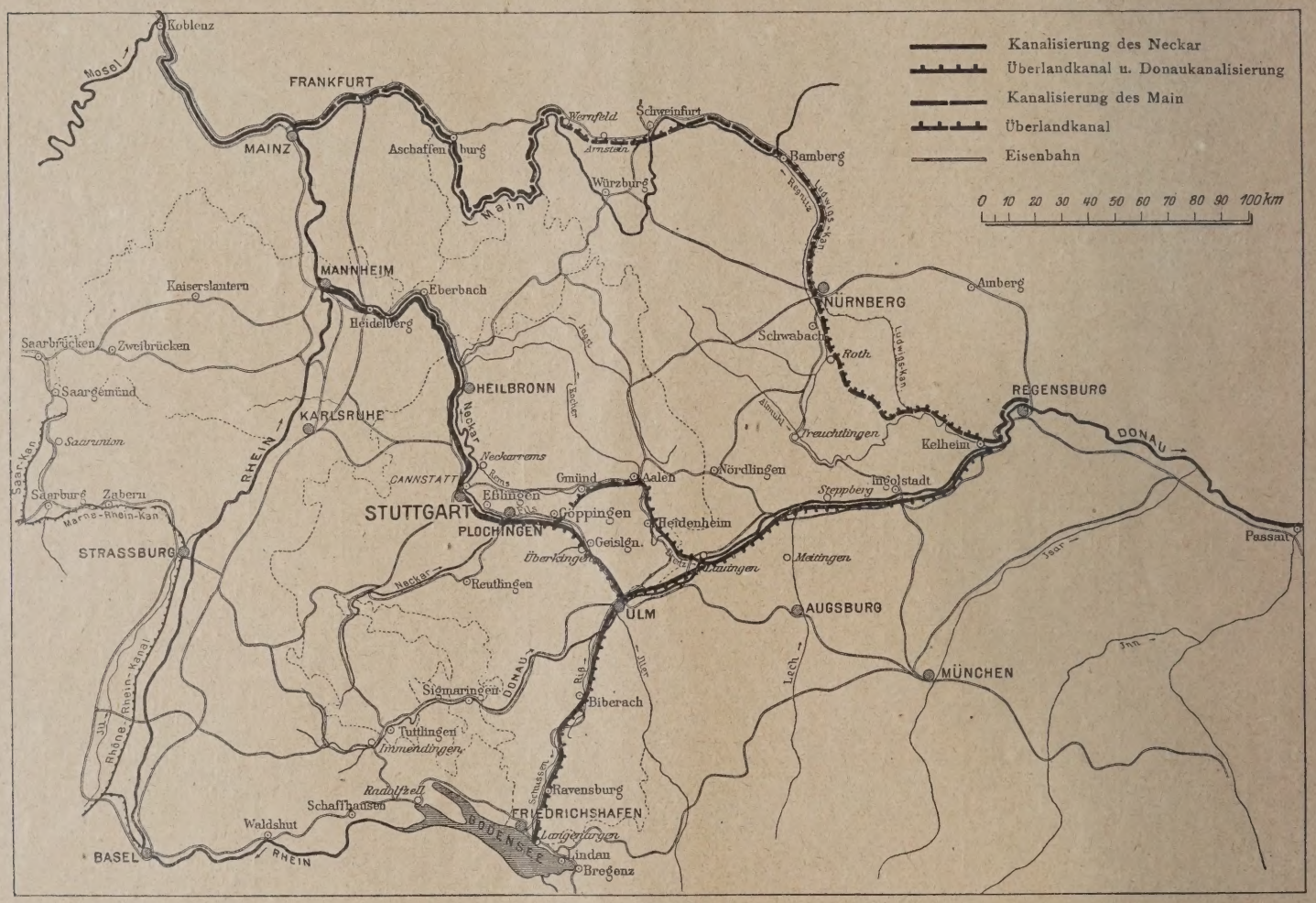


Abb. 1. Übersichtskarte.

stehenden Wasserstraßen immer stärker in Anspruch genommen werden mußten, wurden die ungeheuren Vorteile der Wasserstraßen auch denjenigen Gegnern der Kanäle klar, die vor dem Kriege stets nur für die Vermehrung der Eisenbahnen eingetreten waren und den Ausbau der deutschen Wasserstraßen verhindert hatten. Die Bestrebungen für den Rhein-Neckar-Donau-Kanal fanden unter solchen Umständen besonders günstigen Boden.

Schon in den Jahren 1911 und 1912 lagen Entwürfe der Regierungen von Baden, Württemberg und Hessen vor, welche die Möglichkeit nachwiesen, den Neckar für 600-Tonnen-Schiffe bis Plochingen befahrbar machen zu können.

Ein weiterer Entwurf des württembergischen Oberbaurats Gugenhan zeigte die Möglichkeit, mit gleicher Schiffsgröße erheblich billiger würden, als beim 600-Tonnen-Schiff und daß die Baukosten eines Kanals für das größere Schiff nur unwesentlich höher seien, als für das 600-Tonnen-Schiff. Zum gleichen Ergebnis, was die Kosten anbelangt, kam auch der Vorstand der württembergischen Wasserbauverwaltung, Baudirektor Leibbrand, der erklärte, daß die Baukosten des Neckarkanals von Mannheim bis Heilbronn für das 1200-Tonnen-Schiff nur 8 Millionen Mark höher seien, als die Baukosten für einen 600-Tonnen-Schiffskanal. Die Kostenfrage hindert also nicht, sich für den 1200-Tonnen-Kanal zu entscheiden, wenn weitere wichtige Gründe dafür vorliegen.

Einer der neusten preußischen Kanäle ist für noch größere Schiffe gebaut worden. Verschiedene andere preußische Kanäle sollen für das 1000-Tonnen-Schiff umgebaut werden. Damit

ist in Preußen der Weg beschritten, ein zusammenhängendes Fluß- und Kanalnetz zu schaffen. An dieses Kanalnetz kann der Neckar-Donau-Kanal nur dann vollkommen angeschlossen werden, wenn er für die gleiche Schiffsgröße gebaut wird, wie die preußischen Kanäle.

Die Möglichkeit, den Neckar von Mannheim bis Plochingen so zu kanalisieren, daß ihn Kähne von 1200 t befahren können, war nicht zu bestreiten. Ob aber ein Überlandkanal von Plochingen aus über die Alb hinweg bis zur Donau für Schiffe solcher Größe zu schaffen wäre, schien zweifelhaft.

Da beauftragte der Südwestdeutsche Kanalverein die Mannheimer Firma Grün & Bilfinger im Jahre 1917, den Entwurf dieser Kanalverbindung auszuarbeiten und deren technische und wirtschaftliche Möglichkeit nachzuweisen. Der Nachweis gelang vollkommen. Es wurde damals in überschlägigen Kostenschätzungen festgestellt, daß die Kanalisierung des Neckars bis Plochingen, anschließend die Ausführung des Überlandkanals von Plochingen bis Ulm und die Kanalisierung der Donau von Ulm flußabwärts bis Steppberg, dem Ort, an welchem der Main-Donau-Kanal in die Donau münden sollte, bei 370 km Kanallänge einen Gesamtaufwand von 339 Millionen Mark, nach Friedenspreisen gerechnet, erfordert.

Während die Regierungen von Baden, Württemberg und Hessen ihren früheren Entwurf der Neckarkanalisierung von Mannheim bis Plochingen für ein 1200-Tonnen-Schiff umarbeiteten, beauftragte der Südwestdeutsche Kanalverein unter Zustimmung dieser Regierungen wiederum die Firma Grün & Bilfinger ebenfalls, einen Entwurf für den Schiffahrtskanal von Mannheim bis Plochingen auszuarbeiten. Der Kanalverein ließ sich dabei von dem Gedanken leiten, auf diese Weise durch Vergleich zweier Entwürfe die beste Lösung für den Kanal finden zu können.

Da der Neckar-Donau-Kanal sowohl in der Kostenfrage als auch nach der Weglänge erheblich günstiger als der Main-Donau-Kanal abschloß und von den beiden Kanälen sicher nur derjenige zur Ausführung kommt, der die geringsten Kosten verursacht, so ist es nötig, den Main-Donau-Kanal, wie er heute geplant ist, mit dem Neckar-Donau-Kanal zu vergleichen und zu prüfen, ob der Neckar-Donau-Kanal neben dem Main-Donau-Kanal bestehen kann.

Nach einer im Oktober 1919 in Bayern getroffenen Entscheidung, soll der Donau-Main-Kanal von Mainz aufwärts über Aschaffenburg bis Wernfeld im kanalisierten Main verlaufen, dort in das Werntal abzweigen und geradeswegs als reiner Überlandkanal von 67 km Länge bis Haßfurt führen, um die große Mainschleife zwischen Gmünden und Schweinfurt abzuschneiden und auf diese Weise den Schiffsweg erheblich zu verkürzen. Von Haßfurt aufwärts bis Bamberg soll dann die Schiffahrt wieder im Main verlaufen, bei Bamberg vom Main abzweigen und als reiner Überlandkanal von 177 km Länge über Nürnberg—Beilngries—Kelheim zur Donau führen. Der Rhein bei Mainz liegt auf 83 m, die Donau bei Kelheim auf 338 m Meereshöhe. Die größte Meereshöhe, welche der Kanal überwinden muß, ist 404 m. Der Aufstieg vom Rhein bis zu dieser Höhe und der Abstieg zur Donau soll durch insgesamt 57 Schleusen bewerkstelligt werden. Die Länge des neuen Schiffsweges von Mainz bis Kelheim beträgt 485 km Die Kosten sollen zu Friedenspreisen gerechnet 472 Millionen Mark betragen.

Ein Blick auf die Karte genügt, um zu zeigen, daß der Weg vom Rhein zur Donau über den Neckar viel kürzer ist. Zweigt man bei Mannheim vom Rhein ab, so ist es möglich, durch Kanalisierung des Neckars von Heidelberg bis Plochingen einen Schiffahrtsweg von 188 km Länge im Neckartal auszubauen. Von Plochingen bis Ulm sind es dann nur noch 65 km, welche durch einen reinen Überlandkanal überwunden werden müssen. Der Schiffsweg vom Rhein bei Mannheim bis Ulm ist 253 km, bis Kelheim 421 km lang, also 64 km kürzer als der Mainweg. Der Rhein bei Mannheim liegt auf + 90 m, die Donau bei Ulm auf + 464 m Meereshöhe. Die größte Höhe, die vom Neckar-Donau-Kanal überschritten werden muß, liegt auf + 569 m Meereshöhe.

Der Aufstieg vom Rhein bis zu dieser Höhe und der Abstieg zur Donau bei Ulm wird durch insgesamt 42 Schleusen bewerkstelligt, während auf der Donau bis Kelheim noch weitere 10 Schleusen anfallen, sodaß 52 Schleusen sich ergeben, gegenüber 57 solcher beim Main-Donau-Kanal.

Da die Donau auf ihrem Weg durch Bayern nicht schiffbar ist, muß sie ebenfalls ausgebaut werden. Von der österreichischen Grenze aufwärts bis nach Regensburg auf 179 km Länge kann die Schiffbarmachung mit Ausnahme einer kurzen Flußstrecke von 23 km durch einfache Stromregelung mit verhältnismäßig geringen Baukosten geschehen. Oberhalb Regensburg bis Kelheim müssen Wehre und Schleusen zum Zwecke der Kanalisierung eingebaut werden, Seitenkanäle sind aber kaum notwendig, sodaß auch auf dieser Strecke durch den Gewinn von Wasserkräften, deren Wert in Abzug gebracht werden kann, geringe Baukosten entstehen. Die Regelung der Donau von der österreichischen Grenze bis Kelheim, wo der Main-Donau-Kanal von der Donau abzweigt, braucht sowohl der Main-Donau-Kanal, als auch der Neckar-Donau-Kanal. Die Baukosten dieser Strecke können also beim Vergleich beider Kanäle außer Betracht bleiben. Auf der Donaustrecke Kelheim bis Ulm, welche nur für den Neckar-Donau-Kanal in Betracht kommt, erwachsen höhere Baukosten, weil Seitenkanäle nicht zu umgehen sind. Auf dieser Strecke wird aber der Wert der zu gewinnenden Wasserkräfte die Baukosten des Schiffahrtsweges überwiegen.

Wenn vorerst davon abgesehen wird, den Wert der zu gewinnenden Wasserkräfte auf dem Neckar und auf der Donau in Rechnung zu stellen, so betragen die Gesamtkosten des Schiffahrtsweges von Mannheim bis Kelheim 423 Millionen Mark. Der Kanal über den Neckar wird also 49 Millionen Mark billiger herzustellen sein, als der Kanal über den Main, und zwar werden die Mehrkosten des Mainkanals in erster Linie durch die große Länge des kostspieligen Überlandkanals verursacht, der beim Main 179 km länger ist als beim Neckar.

Es ist zu beachten, daß der Weg über den Main nur für Bayern Bedeutung hat, während der Neckarweg allen süddeutschen Staaten Nutzen bringt und auch Bayern in weitestgehendem Maße befriedigen sollte, nicht nur weil die kanalisierte und ausgebaute Donau von Ulm bis Passau mitten durch Bayern hindurchgeht, sondern auch deshalb, weil bei der Schiffbarmachung der Donau von Ulm bis zur Reichsgrenze gewaltige Wasserkräfte gewonnen werden können.

Der ganze Plan des Neckar-Donau-Kanals wäre vorerst auch sicher aussichtslos, wenn nicht andere Gesichtspunkte, die für den Ausbau sprechen, heute in den Vordergrund getreten wären. Wir können heute unsere Wasserkräfte nicht mehr brach liegen lassen, weil wir für unser Wirtschaftsleben nicht mehr genügend Kohlen haben und die wenigen Kohlen, die anfallen, so kostspielig sein werden, daß auch solche Wasserkräfte, deren Ausbau vor dem Kriege nicht wirtschaftlich erschienen ist, heute unbedingt in Betracht kommen.

Der Neckar führt auf der Strecke Plochingen bis Mannheim bei mittlerem Wasserstand im Mittel ungefähr 58 cbm/sec Wasser, das auf dieser Flußstrecke 157 m hinabfällt. Es könnten bei Ausnutzung dieses Gefälles ungefähr 70 000 Pferdekräfte gewonnen werden. Größtenteils unausgenutzt fließt aber das Neckarwasser in den Rhein. Solchen Luxus sollten wir uns nicht mehr lange gestatten. Wasserbauarbeiten können auch heute trotz des großen Kohlenmangels durchgeführt werden. Sie sind besonders geeignet, unserem Wirtschaftsleben zunächst wieder zum Aufstieg zu verhelfen, weil durch sie nicht nur Tausende von Arbeitern, sondern auch zahlreiche Industrien lohnende Beschäftigung finden könnten.

Zunächst einiges über die Grundsätze, welche bei der Entwurfsgestaltung in den Vordergrund gestellt wurden:

Seitenkanäle sind, wenn irgend möglich, vermieden und der Neckar selbst als Schiffahrtskanal ausgebildet. Die Wehre

wurden in möglichst großen Entfernungen angelegt, um lange Haltungen zu bekommen und dadurch die Schiffahrtsbetriebskosten günstig zu beeinflussen und die Leistungsfähigkeit der Wasserstraße zu steigern. Jede Schleuse ist ein Schiffahrtshindernis, das die Fahrzeit verlängert. Eine zu große Schleusenzahl würde den Neckar-Donau-Kanal zu einer nicht wettbewerbsfähigen Art von Schleusentreppe machen. Die weit auseinanderliegenden Wehre ergaben hohe Gefällsstufen, welche für die Wasserkraftausnützung erwünscht waren, aber unter Umständen zu große Geländeflächen unter Wasser gesetzt hätten. Da aber das tief eingeschnittene Neckartal den darin liegenden Ortschaften nur wenig ausnutzbares Gelände übrigläßt, so mußte dieses weitgehend geschont und die Wehre an solchen Stellen angelegt werden, wo die Überstauung erträglich erschien. Es ist gelungen, durch den Kanal nur so viel Gelände des Neckartales in Anspruch zu nehmen, als eine neue zweigleisige Neckartalbahn auch gebrauchen würde.

Ferner ist die Ansiedlung von Industrie auf möglichst große Länge des Großschiffahrtsweges vorgesehen. Dabei kommen aber Hafenplätze mit zahlreichen Hafenbecken und einer auf engstem Platz zusammengedrängten Industrie nicht vor. Unter den heutigen wirtschaftlichen Verhältnissen ist es für die Industrie eine Lebensfrage geworden, daß sie sich an Plätzen ansiedeln kann, wo sich die wirtschaftlichen Verhältnisse einfacher als in der Stadt gestalten lassen.

Die Industrie größerer Städte und Verkehrsplätze steht heute vor der traurigen Gewißheit, daß sie infolge der hochgestiegenen Löhne nicht mehr wettbewerbsfähig ist. Sie wird deshalb den trostlos gewordenen Verhältnissen solcher Plätze entfliehen und sich auf dem Lande ansiedeln müssen, wo der Arbeiter für seine Nahrungsbedürfnisse leichter sorgen kann und auch Gelegenheit hat, durch Bebauung eigenen Grund und Bodens seine Lage zu verbessern.

Die Industrie wird ferner bei der heutigen Wirtschaftslage alles daran setzen müssen, um die Betriebs- und Gestehungskosten dadurch zu verringern, daß sie ihre Kohlen und Rohstoffe sowie ihre Produkte auf dem Wasserweg verfrachten kann und daß sie an Stelle ihres Dampfkraftbetriebes, der teure und unerreichbare Kohlen frißt, den Anschluß an billige Wasserkräfte vollzieht.

Wenn wir diese zwingenden Notwendigkeiten anerkennen, so bietet der Neckar-Donau-Kanal alles, was die Industrie heute braucht.

Leider können am Neckar nicht so viel Kräfte gewonnen werden, wie wir dies wünschen. Um so mehr müssen wir darnach trachten, den Ausbau dieser Wasserkräfte so weit als möglich zu steigern.

Wir müssen deshalb auch den Ausnützungskoeffizienten sämtlicher am Neckar anzulegenden Wasserkraftwerke so hoch treiben, wie nur irgend denkbar. Dies können wir dadurch erreichen, daß wir sämtliche Werke in einer einzigen Hand zusammenschließen, alle Werke miteinander durch Hochspannungsleitungen von mindestens 100 000 Volt verbinden und gewissermaßen auf eine einzige Sammelschiene arbeiten lassen sowie dadurch, daß wir eine gemeinsame Stromabgabestelle schaffen, deren Aufgabe es ist, durch geschickte Tarifpolitik unter sparsamer Verwendung von Dampfreserven die Schwankungen des Tages- und Jahresbedarfs der ebenfalls schwankenden Menge der erzeugten Wasserkräfte weitgehendst anzupassen.

Weil der künftige Stromverbrauch infolge der heutigen Bestrebungen der Arbeiterschaft, Nachtschichten zu vermeiden, während der Nacht voraussichtlich sich auf weniger als $^1/_3$ des Tagesverbrauchs einstellen wird, so muß das Neckarwasser, welches nachts nicht verbraucht werden kann und infolgedessen unausgenutzt abfließen würde, in sogenannten Tagesspeichern aufgespeichert werden, damit dann während der Tagesstunden auch dieses Nachtwasser zur Verfügung steht und die Stromabgabe noch mehr gesteigert werden kann.

Unter Anwendung dieser Richtlinien wurde die Entwurfsbearbeitung durchgeführt.

Zunächst einiges über die verschiedenen Bauausführungen:

Für die Schiffbarmachung eines Flusses gibt es drei technische Möglichkeiten:

1. Die Regelung des Flußbettes unter Zusammenfassung des Wassers in einer genügend tiefen und breiten Fahrwasserrinne;
2. die Kanalisierung, bei welcher die notwendige Fahrwassertiefe und Fahrwasserbreite durch Wehrbauten, die in gewissen Abständen aufeinander folgen müssen, hergestellt werden;
3. die Anlage von Seitenkanälen.

Die erste Möglichkeit wäre jeder anderen vorzuziehen, weil sie gewöhnlich die geringsten Kosten verursacht, und weil dabei die Schiffahrt durch Einbauten nicht gestört wird. Diese Bauweise kann aber am Neckar nicht zur Anwendung kommen, weil er zu großes Gefälle und zu wenig Wasser hat. Wir müssen deshalb entweder kanalisieren oder Seitenkanäle anlegen. Die Kanalisierung ist, weil weniger kostspielig, im allgemeinen der Anlage von Seitenkanälen vorzuziehen.

Die Linienführung.

Der Kanal zweigt oberhalb des Rheinauhafens, und zwar kurz oberhalb der Thyssenschen Hafeneinfahrt vom Rhein ab. Ein an dieser Stelle neu angelegter Rheinauhafen soll in seinem westlichen Teil als Reede und Umschlaghafen, sonst aber als Industriehafen dienen. Von diesem Hafen aus steigt dann der Kanal mittels einer Schleuse zum Hochgestade bei der Rheinauer Landstraße hinauf, verläuft von da aus auf Heidelberg zu und lenkt oberhalb der Wieblinger Eisenbahnbrücke in den Neckar ein, der durch ein Wehr oberhalb der Eisenbahnbrücke aufgestaut wird. Von da ab verbleibt der Kanal flußaufwärts der Hauptsache nach bis auf wenige Seitenkanalstrecken in der Nähe von Eberbach, Heilbronn, Lauffen, Hessigheim, Pleidelsheim, Poppenweiler und Obereßlingen im Neckar bis nach Plochingen hinauf, wo der Kanal das Neckartal verläßt. Scharfe Kurven des Neckars mußten ausgerundet werden. Es war nicht zu vermeiden, an einigen Stellen auf einen kleinsten Krümmungshalbmesser von 400 m herabzugehen, während die Krümmungshalbmesser der Seitenkanäle in keinem Fall unter 450 m und auch diese nur ausnahmsweise gewählt wurden.

Insgesamt werden zur Herstellung der notwendigen Fahrwassertiefe zwischen Mannheim und Plochingen 21 Wehre notwendig.

An Stellen, wo der Wehrstau nicht genügte, mußte zur Vertiefung des Fahrwassers die Flußsohle ausgebaggert werden. In jeder Staustufe ist ein Kraftwerk zur Ausnutzung der Wasserkräfte und eine Schleuse für den Schiffsverkehr angeordnet.

Die durchschnittliche Länge der zwischen den Wehren befindlichen Kanalhaltungen ist 8,5 km; die kleinste Haltung bei Stuttgart ist 2,7 km, die größte bei Neckarsteinach 17 km lang. Das durchschnittliche Schleusengefälle ist 7,1 m, das kleinste 3,25 m, das größte 10,5 m.

Bei Plochingen zweigt der Kanal aus dem Neckartal ins Filstal ab, verläuft aber neben der Fils, und zwar bis Geislingen, weil das Flußbett infolge zahlreicher kleinerer Triebwerke und wasserverbrauchender Fabrikanlagen nicht benutzt werden kann. Auf dieser Kanalstrecke macht das starke Gefälle des Filstales den Einbau von 11 Schleusen mit einem durchschnittlichen Gefälle von 17 m notwendig, wobei das kleinste Schleusengefälle 12 m, das größte 28 m beträgt.

Die durchschnittliche Länge der Kanalhaltungen ist hier 3,9 km, die kleinste 1,9 km, die größte 5,4 km. Bei Geislingen steigt der Kanal in einer Schleusentreppe mit 5 kurzen Haltungen und mit Hilfe von 6 Schleusen, von denen 3 ein größtes Gefälle von 26 m aufweisen, zur Alb bei Amstetten empor, führt von dort in einer einzigen Haltung von 23 km Länge über die Alb hinweg bis Ulm und steigt dort mit Hilfe von

4 Schleusen, von denen 2 ein größtes Gefälle von 30 m aufweisen, und 3 kurzen Zwischenhaltungen, also mit Hilfe einer weiteren Schleusentreppe zur Donauniederung hinab, um unterhalb der Friedrichsau in die Donau einzumünden.

Auf der Flußstrecke der Donau von Ulm bis Kelheim ist eine einfache Stromregelung ebenfalls nicht möglich, auch ist das Gefälle so groß, und die Ufer so flach, daß eine Kanalisierung durch bloßen Einbau von Wehren ausgeschlossen ist, weil auf dieser Strecke nahezu 60 Wehre, somit auch 60 Schleusen und 60 Krafthäuser erforderlich würden. Es bleibt nichts anderes übrig, als die Schiffahrt in Seitenkanäle zu verlegen und nur von Zeit zu Zeit wieder in die Donau einzumünden. Über den Verlauf der Schiffahrt unterhalb Kelheim sind vom bayerischen Kanalverein umfangreiche Untersuchungen angestellt worden. Der Ausbau der Donau unterhalb Ulm wird wenig Schwierigkeiten bieten, auch unterhalb Kelheim sind teilweise Seitenkanäle nicht zu vermeiden, jedoch werden die Ausbaukosten von Kelheim bis zur Reichsgrenze verhältnismäßig geringfügig sein, besonders dann, wenn man den Wert der Wasserkräfte, die auf dieser Strecke gewonnen werden können, von den Baukosten in Abzug bringt.

Technische Einzelheiten.

Da die Seitenkanäle, die zugleich Werkkanäle und Schiffahrtskanäle sind, meist über dem Grundwasserspiegel liegen, so müssen sie gedichtet werden. Auf den Böschungen ist wasserdichte Betonverkleidung vorgesehen, während die Sohle mit Lehmschlag gedichtet ist. Über dem Lehmschlag ist ein starkes Schotterbett angeordnet, sodaß die Wasserströmung im Kanal, die höchstens auf 90 cm in der Sekunde anwächst, die Lehmdichtung nicht angreifen kann und beim Ankerwerfen die Dichtung nicht durchstoßen wird. Die Betonierung der Böschungen soll das Anwachsen von Schilf und Wasserpflanzen am Ufer verhindern, damit die Wasserführung des Kanalquerschnittes nicht beeinträchtigt wird. In der Regel weisen diese Seitenkanäle 4 bis 5 m Wassertiefe auf.

Im Filstal, wo der Kanal seitlich der Fils verläuft, sowie beim Übergang über die Alb kommen Wehre nicht mehr vor. Der Kanal kann deshalb nicht mehr mit Flußwasser gespeist werden; da aber mit fortwährendem Verlust durch Versickerung, durch Verdunstung und durch Schleusungswasser zu rechnen ist, so wird eine besondere Zufuhr von Betriebswasser nötig. Schon im Filstal fehlt es an Wasser, weil die bestehenden Kraft- und Triebwerke nicht beraubt werden dürfen. Der Wassermangel ist erst recht groß beim reinen Überlandkanal auf der schwäbischen Alb, wo das ganze Regenwasser der Umgebung zum großen Teil in Höhlen und Klüften versinkt und teilweise in der wasserreichen Niederung der Donau als mächtiger Grundwasserstrom wieder zum Vorschein kommt. Aus diesem Grundwasser kann das Betriebswasser für den Neckar-Donau-Kanal ohne Schwierigkeiten entnommen werden. Allerdings muß das Wasser mehr als 100 m hoch zur Alb hinauf gepumpt werden, ein kostspieliges Verfahren, wenn der Kanal sehr viel Betriebswasser erfordern würde. Der Bedarf an Verdunstungs- und Versickerungswasser ohne Schleusungswasser berechnet sich für die Kanalstrecke Plochingen—Ulm zu 800 Liter in der Sekunde. Wenn das Wasser der Lone, eines kleines Baches der Alb, verwendet und das auf den Kanal entfallende Regenwasser in Abzug gebracht wird, so sind nur noch 580 Liter zu beschaffen. Da das Lonewasser für die obersten Haltungen über die Alb hinweg vollkommen ausreicht, so muß die von der Donau hochgepumpte Wassermenge von sekundlich 580 Liter dem Abstieg des Kanals in der Geislinger Steige und im Filstal zugeleitet werden, um dort erst in den verschiedenen Haltungen Verwendung zu finden.

Wird das Wasser auf seinem Abstieg zum Filstal jeweils vor seiner Verwendung in kleinen, am Kanal erstellten Wasserwerken ausgenützt, so kann mit diesem Wasser mehr Kraft gewonnen werden, als solche zum Aufpumpen des Donauwassers erforderlich ist, weil das Hochpumpen nur 103 m hoch erfolgen muß, während das Gefälle auf der anderen Seite der Alb 322 m beträgt. Würde also nur Verdunstungs- und Versickerungswasser und nicht auch Schleusenwasser gebraucht werden, so könnte die Wasserbeschaffung für den Überlandkanal kostenlos und ohne Belastung der Schiffahrtsbetriebskosten erfolgen.

Aus diesen Überlegungen heraus können wir ersehen, wie wichtig es ist, daß die Schleusen möglichst wenig Wasser verbrauchen.

Bei Verwendung von einfachen 100 m langen, 12 m breiten, 6 m hohen Kammerschleusen oder von 15 m hohen Schachtschleusen mit Sparbecken steigt der Wasserverbrauch im Kanal bei 5 Millionen Tonnen Jahresverkehr auf 3 cbm in der Sekunde an, eine Wassermenge, deren Entnahme aus der Donau große Kosten zum Hochpumpen erfordern würde, weil dieses Wasser sein großes Gefälle auf der andern Seite der Alb in den Schleusen verbraucht und in den Kraftwerken nicht verwertet werden kann. Je größere Schleusengefälle angeordnet werden müssen, desto größer der Wasserverbrauch, desto größer werden die Betriebskosten der Schiffahrt. Zu große Betriebskosten machen den Kanal wettbewerbsunfähig, deshalb zwingen die hohen Gefälle der Kanalführung von Plochingen aufwärts zur Verwendung von Schiffshebewerken oder von Schiffseisenbahnen oder von Schleusen ohne Wasserverbrauch. Auf diesem Gebiete der Technik sind wohl schon zahlreiche Vorschläge ausgearbeitet worden; eine befriedigende Lösung der Aufgabe war nirgends zu finden. Alle bekannten Schiffshebewerke und Schiffseisenbahnen für größere Lastkähne sind mit so umständlichen Maschinen, oft auch mit so ungewöhnlichen Abmessungen der Maschinenteile belastet, daß ihnen der Wasserbauer nur wenig Zuneigung entgegenbringt und immer wieder einfache Kammerschleusen oder Schachtschleusen mit Sparbecken bevorzugt. Sparschleuse nennt man bekanntlich eine Kammerschleuse dann, wenn zur Ersparnis von Schleusungswasser in verschiedenen Höhen zwischen Ober- und Unterwasser seitliche Becken (Sparbecken) angeordnet sind, die beim Entleeren der Schleuse einen Teil des ausfließenden Wassers aufnehmen und ihn beim Füllen wieder an die Schleuse abgeben. Die Sparschleuse ermöglicht es, die Kammerschleusenform bis ungefähr 15 m Höhe beizubehalten und doch den Wasserverbrauch nicht größer werden zu lassen, als bei einer gewöhnlichen Kammerschleuse von 6 m Höhe. Schiffshebewerke sind bis jetzt nur wenig ausgeführt, in Deutschland nur ein einziges bei Henrichenburg, das 14 m überwindet und gut arbeitet. Als aber dieses Werk für den größten Schiffsverkehr nicht mehr ausreichte, hat die preußische Regierung nicht etwa ein zweites danebengestellt, sondern eine Schachtschleuse mit Sparbecken vorgezogen. Die Gründe hierfür nicht angegeben worden.

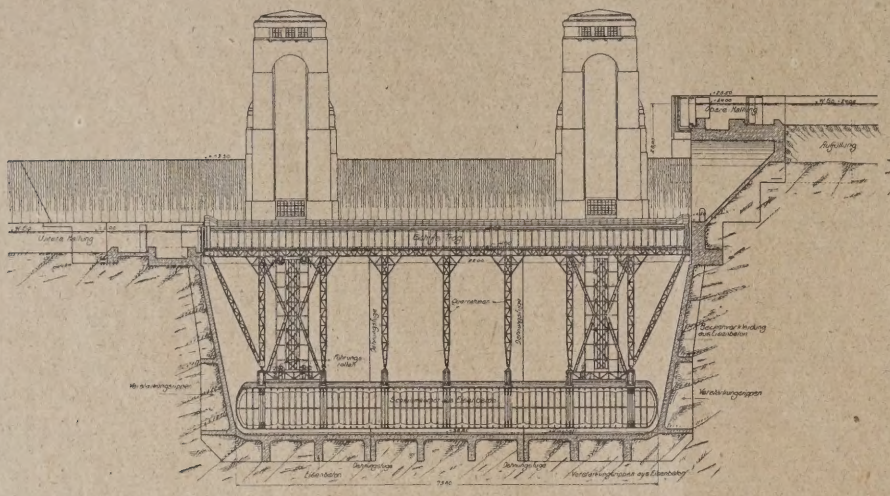
Auch für den Großschiffahrtsweg Berlin—Stettin sind Schiffshebewerke verschiedener Art ausgearbeitet und angeboten worden. Leider ist infolge des Krieges keines zur Ausführung gekommen.

Schiffseisenbahnen sind in Deutschland überhaupt noch nicht vorhanden. Eine Schiffseisenbahn besteht aus einem eisernen Wagen, der durch eine Antriebsmaschine auf Schienen oder auf einer Zahnradbahn auf- und abwärts bewegt wird. Auf dem Wagen sitzt ein Trog zur Aufnahme des Schiffes. Der Wagen und der mit Wasser gefüllte Trog für ein 1200-Tonnen-Schiff sind mehrere tausend Tonnen schwer. Zahlreiche schwer belastete Räder übertragen die Lasten des Wagens auf die Schienen und deren Unterbau. Bei geringfügigem Nachgeben des Unterbaues während der Fahrt sind ungleichmäßige und zu große Belastungen einzelner Räder nicht zu vermeiden. Radbrüche sind die Folge und verursachen fortgesetzt Betriebsstörungen. Neuere Bauweisen versuchten, diese Übelstände durch besondere Art und Weise der Lastübertragung auf die Räder zu beheben. Eine einwandfreie Lösung der Aufgabe ist bis heute noch nicht gefunden worden. Ein Entwurf, der das Problem von anderer Seite anfaßt, ist von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg ausgearbeitet worden. Dieser Entwurf schafft dadurch klare Ver-

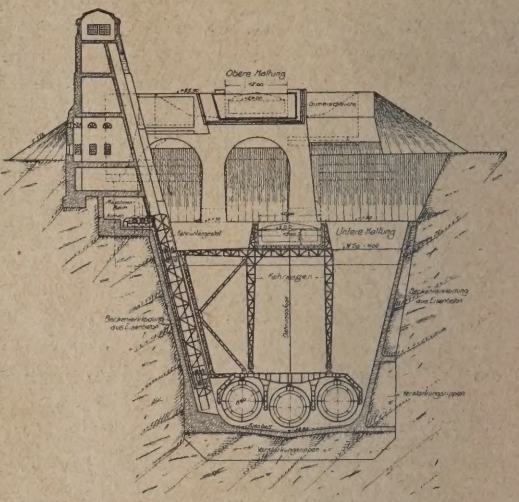
hältnisse in der Verteilung der Lasten auf die Räder, daß er nur 4 Räder vorsieht, welche sehr große Abmessungen erhalten müssen.

Neben den Schiffshebewerken und Schiffseisenbahnen aller Art ist in den letzten Jahren eine besondere Schleusenart, die Schneidersschleuse in Vorschlag gebracht worden, welche von Professor Franzius bei einem der Entwürfe für die Fortsetzung des Mittellandkanals verwertet worden ist.

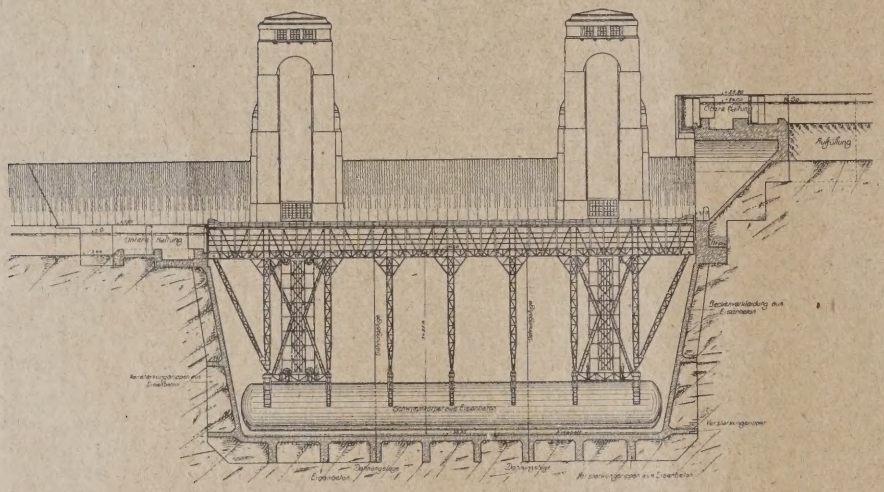
Alle die vorhandenen Ausführungen und Entwürfe genügten jedoch den Bedürfnissen des Neckar-Donau-Kanals nicht, weil sie entweder für größere Höhen als 15 bis 20 m nicht anwendbar waren oder in Anbetracht der anfallenden großen Zahl von Schleusen nicht betriebssicher genug erschienen oder in den Anlagekosten zu hoch und deshalb nicht wirtschaftlich genug waren. Die Firma Grün & Bilfinger schlug deshalb nach langdauernder wissenschaftlicher Behandlung der Schleusenfrage und nach Durcharbeitung zahlreicher Entwürfe die Tauchschleuse vor als besonders geeignet zum



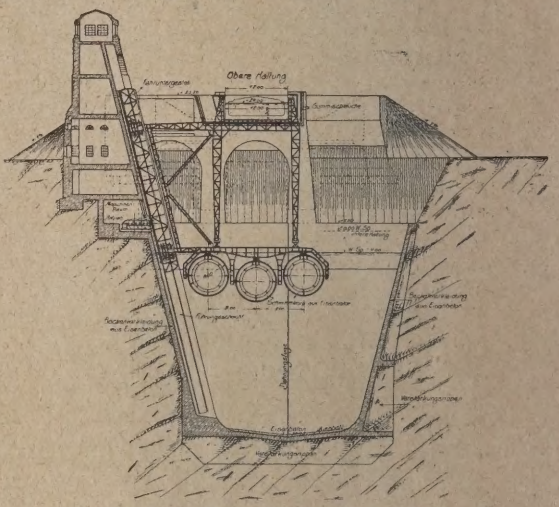
Längsansicht.



Trog vor der unteren Haltung.



Längsschnitt.



Schnitt a—b (Trog vor der oberen Haltung).

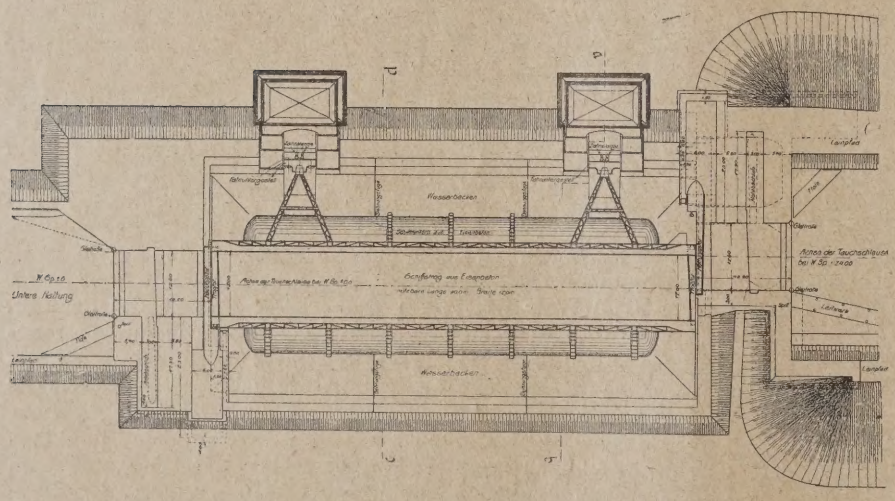
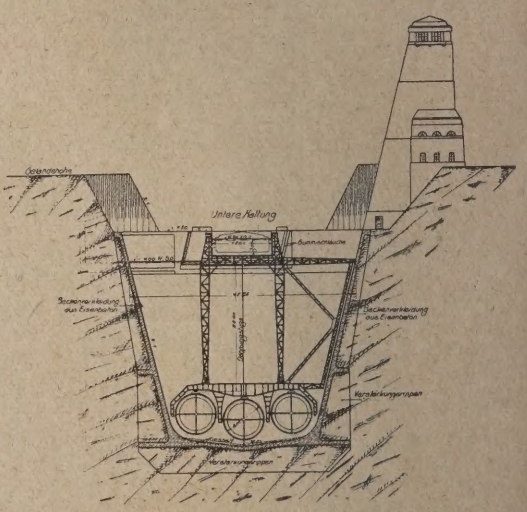


Abb. 2.



Schnitt c—d (Trog vor der unteren Haltung.

Aufstieg von Plochingen zur Alb. Die Tauchschleuse ist eine besondere Abart einer Schiffseisenbahn, in der Form eines eisernen Wagens, der auf Schienen in einem Wasserbecken auf- und abwärts fährt. Auf dem Wagen sitzt ein Trog, der mit Wasser gefüllt, zur Aufnahme eines Schiffes bestimmt ist. Die Tauchschleuse unterscheidet sich aber dadurch wesentlich von einer gewöhnlichen Schiffseisenbahn, daß die großen Lasten des Wagens, des Wassertroges und des Schiffes nur zum geringsten Teil von Rädern, sondern hauptsächlich von walzenförmigen Tauchkörpern aufgenommen werden. Diese Tauchkörper befinden sich unter dem Wagengestell und sind so bemessen, daß sie voll im Wasserbecken eingetaucht, nahezu das ganze Gewicht der Schiffseisenbahn einschl. des wassergefüllten Troges zu tragen vermögen. Wenn in den Trog ein Schiff einfährt, so verdrängt das Schiff im Trog genau soviel Wasser als das Schiff schwer ist. Während der Einfahrt des Schiffes fließt das verdrängte Wasser aus dem Trog heraus in die anschließende Kanalhaltung. Der Trog und damit auch die ganze Schiffseisenbahn hat deshalb nach der Einfahrt eines Schiffes genau das gleiche Gewicht, wie vorher. Dies bedeutet, daß die Schiffseisenbahn bei richtiger Bemessung der Tauchkörper in jeder Betriebslage gewichtslos ist, ein Zustand, der sich nicht ändert, solange die walzenförmigen Tauchkörper beim Hochfahren der Schiffseisenbahn unter Wasser sich befinden oder solange der Trog bei der Abwärtsbewegung über dem Wasserspiegel des Wasserbeckens verbleibt. Eine geringfügige Gewichtsveränderung entsteht dadurch, daß beim Austauchen des mehrere 1000 Tonnen schweren eisernen Wagens der Auftrieb des Eisengerippes verloren geht. Diese Gewichtsveränderung ist klein, sie muß von den Rädern des Wagens und von dessen Antriebsmaschine aufgenommen werden. Dazu kommen noch etwaige Gewichtsunterschiede bei nicht ganz gefülltem oder zu hoch aufgefülltem Trog sowie Kräfte, welche durch den Widerstand des Wassers gegen die Bewegung der Tauchkörper und des eisernen Wagens entstehen. Zeitweilige Winddrücke auf Schiff und Schiffseisenbahn können ebenfalls Raddrücke und Belastungen der Antriebsmaschine hervorrufen. Jedoch ist die Summe aller entstehenden Radlasten so klein, daß höchstens 8 Räder notwendig werden. Ebenso klein sind die Lasten, welche die Antriebsmaschine aufzunehmen hat; es genügt ein einfaches Zahnräderwindwerk, das durch einen 100-pferdigen Motor in Bewegung gesetzt wird. Zur Hebung eines 1200-Tonnen Schiffes auf 14 m Höhe werden höchstens 5 kW-Stunden verbraucht.

Bei Verwendung zweier Kammerschleusen von je 7 m Gefälle anstelle der 14 m hohen Tauchschleuse wird Schleusenwasser verbraucht. Dieses Wasser könnte bei Anwendung einer Schleuse ohne Wasserverbrauch in 230 kW-Stunden elektrischer Kraft umgewandelt werden.

Die Fahrgeschwindigkeit ist zu 10 cm in der Sekunde angenommen, sodaß der gesamte Aufstieg 2½ Minuten dauert. Rechnet man für die Einfahrt und Ausfahrt des Schiffes in und aus dem Trog je 7 Minuten, so dauert das Durchfahren eines Schiffes durch die Schleuse rund 17 Minuten; bei 16 Betriebsstunden können täglich 50 Schiffe durchgeschleust werden. Die Leistungsfähigkeit der Schleuse beträgt für das Jahr 9 Millionen Tonnen. Das Wasserbecken, in dem die Tauchkörper tauchen, kann sehr verschiedene Formen haben, je nachdem der Untergrund felsig ist oder aus losem Boden besteht, oder je nachdem günstige oder ungünstige Wasserverhältnisse vorhanden sind.

Insbesondere beim Aufstieg zur Alb, wo Jurakalk ansteht und daher mit Wasserzudrang während des Baues nicht zu rechnen ist, sind die Becken als tiefe schmale Felseinschnitte mit mäßigen Baukosten herzustellen, weshalb dort besonders große Gefälle gewählt werden können. In der Geislinger Steige liegen hintereinander 3 Schleusen von je 26 m Gefälle. Beim Ulmer Abstieg ist ein größtes Schleusengefälle von 30 m vorgesehen.

An einzelnen Stellen des Filstales, wo mit weniger einfachen Gründungsverhältnissen zu rechnen ist, nimmt die Tauchschleuse eine wesentlich andere Erscheinungsform an. Der mit Wasser gefüllte Trog ist an einem eisernen Traggerüst aufgehängt und dann das Traggerüst auf die Tauchkörper abgestützt, im Gegensatz zur ersten Erscheinungsform, wo der Trog sich unmittelbar auf die Tauchkörper stützt. Es werden zwei Wasserbecken in einfachem Eisenbetonhochbau notwendig, deren Gründung auch in nassem und weniger standfestem Untergrund leicht möglich ist, weil die Fundamentunterkante nur wenig unter dem Grundwasserspiegel zu liegen braucht. Der eiserne Fahrwagen zur Bewegung der Schleuse fährt nicht schräg, sondern an einer der beiden Beckenwände senkrecht in die Höhe.

Die Tauchschleuse kann sich also nicht nur jeder Geländeform anpassen, was im Bergland sehr wichtig ist, sie ist auch bei schlechten Untergrundverhältnissen ausführbar und verliert bei keiner Erscheinungsform ihre überaus große Einfachheit. Die Verringerung der Maschinenteile auf ein bei Wasserbauten übliches Maß und die Einfachheit ihrer Bedienung sind so wesentliche Vorzüge der Tauchschleuse, daß sie nicht einmal von der altbewährten Kammerschleuse übertroffen werden kann, ganz abgesehen davon, daß die Tauchschleuse bei größeren Gefällen, wie sie bei der Überquerung der Alb möglich sind, in der Baukosten- und Betriebskostenfrage der Kammerschleuse weit überlegen ist.

Trotzdem für die einzelnen Schleusengefälle verhältnismäßig große Maße gewählt wurden, fallen auf der Kanalstrecke Plochingen—Ulm eine so große Anzahl von Schleusen an, daß es notwendig erscheint, die Schleusenkosten soweit als möglich herabzumindern und dementsprechend die Abmessungen der Schleusenkammern äußerst einzuschränken. Soll der Kanal für 1200-t-Schiffe fahrbar sein, so dürfen die Schleusenkammern nicht weniger als 12 m breit sein. An diesem Maße kann nicht gespart werden.

Das gleiche gilt auch für die Wassertiefe, die nicht unter 3 m beim niedrigsten Wasserstand in der Schleuse herabgesetzt werden kann. Nur über die notwendige Länge der Schleusenkammer kann man verschiedener Meinung sein.

Soll eine Schleuse nur ein einziges 1200-Tonnen Schiff aufnehmen können, so genügt eine Kammerlänge von 90 m. Soll die Schleuse einen ganzen Schleppzug fassen, so muß die Schleusenkammer noch mehr als doppelt so lang werden. Die Bemessung der Schleusenlänge hängt also davon ab, ob auf dem Kanal einzelne Schiffe geschleppt werden oder ob ganze Schleppzüge fahren. Zweifellos ist es ein sehr schöner Gedanke, die Schleppzüge des Rheines und der Donau ohne Änderung ihrer Zusammensetzung vom Rhein zur Donau und umgekehrt durchfahren lassen zu können. Die Frage ist nur, ob es auch wirtschaftlich ist, die großen Schleppdampfer des Rheines auf dem Kanal zu verwenden. Schon auf dem kanalisierten Neckar von Mannheim bis Plochingen werden erheblich kleinere Wassergeschwindigkeiten und damit ein erheblich geringerer Schiffswiderstand vorhanden sein, als auf dem Rhein und auf der Donau und erheblich kleinere Dampfer oder sogenannte Kanalschlepper völlig ausreichen. Auf dem Überlandkanal Plochingen—Ulm ist überhaupt keine Strömung. Hier genügen noch leichtere Schlepper. Es wird also unwirtschaftlich sein, die großen Schleppdampfer des Rheines auch auf dem Neckar-Donau-Kanal fahren zu lassen, und zwar deshalb noch besonders unwirtschaftlich, weil die Schleppzüge nicht wie auf dem Rhein auf der ganzen Stromstrecke frei durchfahren können, sondern an jeder der zahlreichen Schleppzugsschleusen gewöhnlicher Bauart nach kurzer Fahrzeit durch die kurzen Haltungen kostspielige Aufenthalte von jeweils ungefähr ¾-stündiger Dauer erleiden würden.

(Schluß folgt.)

BERICHT ÜBER DIE 43. ORDENTLICHE GENERALVERSAMMLUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-CEMENT-FABRIKANTEN (E. V.)

Die 43. ordentliche Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E V.) fand vom 16. bis 18. Juni 1920 in der Stadthalle zu Heidelberg statt. Die Versammlung war sehr gut besucht. Der Vorsitzende des Vereins, Herr Direktor Dr. Müller, Kalkberge (Mark), begrüßte die Versammlungsteilnehmer und insbesondere die Vertreter der Reichs- und Staatsbehörden, der Technischen Hochschulen, der befreundeten Vereine und den Herrn Oberbürgermeister von Heidelberg.

Herr Dr. Müller hob hervor, daß das traurige Bild, das er im vorigen Jahre von der Zementindustrie malen mußte, im Berichtsjahr noch trauriger geworden sei. Die Kohlenknappheit habe immer mehr Betriebe zum Stillstehen gebracht. Arbeiter- und Lohnverhältnisse seien nicht besser, sondern ungünstiger geworden, und die Forderungen mehrten sich von Tag zu Tag. Sogar die Selbsthilfe der Fabriken versage, denn es werde den Werken auch bei dringendster Notlage heute schon verboten, ihre Betriebe zu schließen, und die Fortführung sei bei kaufmännisch gewissenhafter Kalkulation heute kaum noch möglich. Mit dem Überhandnehmen der Arbeitsunlust sei ein Anwachsen der Rohstoffpreise Hand in Hand gegangen, das bald als sinnlos bezeichnet werden könne. Die Zementpreise selbst hätten hiermit nicht gleichen Schritt gehalten, sondern sie seien zurückgeblieben, und dadurch seien erhebliche Verluste für die deutschen Zementwerke entstanden. Trotz dieser überaus traurigen Lage sei in den Kreisen der Zementindustrie das Interesse am Verein überall gewachsen, sämtliche deutsche Portland-Zement-Fabriken gehörten, bis auf eine Ausnahme, dem Verein an. Die wissenschaftliche Arbeit des Vereins sei im vergangenen Jahre in den verschiedenen Ausschüssen eifrig betrieben worden.

Der Vorsitzende gedachte sodann der verstorbenen Mitglieder und Freunde des Vereins, des Herrn Wirklichen Geheimen Oberbaurats Germelmann, des Herrn Direktors Hopff der Portland-Zementfabrik „Stern" und des Herrn Dr. Passow, Blankenese. Die Versammlung ehrte die Verstorbenen durch Erheben von den Sitzen.

Der Herr Oberbürgermeister von Heidelberg überbrachte die Grüße der Stadtverwaltung und dankte dem Verein, daß er zum ersten Male eine ordentliche Tagung in Heidelberg abhalte. Die Stadt Heidelberg wisse, was die deutsche Zementindustrie für das deutsche Wirtschaftsleben im allgemeinen, und was sie im besonderen für die Stadt Heidelberg zu bedeuten habe. Das Gedeihen der Zementindustrie hänge eng zusammen mit dem Gedeihen der deutschen Städte. Der Herr Oberbürgermeister schloß mit dem Ruf an die deutsche Industrie, trotz der jetzigen Schwierigkeiten den Mut nicht sinken zu lassen. Die deutsche Industrie habe Deutschland zu einer Machtstellung verholfen, und die deutsche Industrie werde auch wieder zeigen, was Deutschland vermag. Wie an diesem Tage über Heidelberg, so werde auch über dem deutschen Vaterland in Zukunft wieder die strahlende Sonne scheinen.

Es wurde sodann in die Tagesordnung eingetreten und der Jahresbericht des Vorstandes, der gedruckt vorlag, im ganzen angenommen. Von der Verlesung des Berichtes wurde Abstand genommen. Die meisten Punkte des Jahresberichts kamen im Laufe der Sitzung selbst zur Erörterung und Aussprache. Außerdem enthält der Vorstandsbericht Mitteilungen über die vorjährige Hauptversammlung des Vereins und über die Zusammensetzung und Sitzungen des Vorstandes, über die Tätigkeit der Ausschüsse des Vereins. Er berichtet über den Mitgliederbestand im Vereinsjahr 1919, gibt die Kassenübersicht und den Vermögensnachweis am 31. Dezember 1919 und schließt mit der Tätigkeit des Vereinslaboratoriums im Jahre 1919.

Der Kassenwart des Vereins, Herr Kommerzienrat Kuhlemann, Misburg, erstattete den Kassenbericht, und es wurde darauf dem Vorstand Entlastung erteilt. Die Hauptversammlung beschloß, mit Rücksicht auf die in Aussicht genommene Erweiterung des Vereinslaboratoriums und der sonstigen erheblichen Kosten für Zementprüfungen und wissenschaftliche Arbeiten den Jahresbeitrag zu verdoppeln.

Die Rechnungsprüfer wurden wiedergewählt und im Anschluß daran wurde die Vorstandswahl vorgenommen.

Der aus dem Vorstand ausscheidende Herr Direktor Sieber, der 27 Jahre lang Vorstandsmitglied und 24 Jahre Kassenwart war, und der sich große Verdienste um den Verein erworben hat, wurde einstimmig zum Ehrenmitglied des Vereins gewählt, und ebenso wurde Herrn Geheimen Regierungsrat Professor Dr.-Ing. M. Gary, dem der Verein außerordentlich viel verdankt, durch einstimmigen Beschluß die Ehrenmitgledschaft angetragen. Herr Geheimrat Gary dankte in bewegten Worten für die ihm zuteil gewordene Ehrung.

Den Bericht der Normensandkommission erstattete Herr Dr. Goslich, Berlin. Er erwähnte, daß der Normensand im Preise außerordentlich gestiegen sei und daß die Sandvorräte in Deutschland ausreichen. Der deutsche Normensand sei allmählich international geworden, nach Rußland, Japan usw. sei der deutsche Normensand verschickt worden. Herr Dr. Goslich kam bei dieser Gelegenheit auch auf den österreichischen Normensand zu sprechen, der höhere Zementfestigkeiten ergebe, und im Zusammenhang damit auf die Frage der hochwertigen österreichischen Spezialzemente. Er hob besonders hervor, daß deutsche Portlandzemente Festigkeiten ergeben, die hinter den Festigkeiten der österreichischen hochwertigen Zemente nicht zurückbleiben.

Herr Dr. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins, betonte, daß die Zementverbraucher ein erhebliches Interesse daran hätten, die Frage der hochwertigen Zemente wissenschaftlich geklärt zu sehen. Für den Betonbau, insbesondere den Eisenbetonschiffbau, könne die Verwendung hochwertiger Spezialzemente große wirtschaftliche Vorteile bringen, und es müsse festgestellt werden, ob soche Sonderzemente nicht andere Eigenschaften mit sich bringen, die für den Betonbau nachteilig sind. Die deutsche Betonindustrie wolle diese Frage gemeinsam mit der Zementindustrie und im Einvernehmen mit ihr klären, und der Weg dazu sei beschritten, nachdem im Deutschen Ausschuß für Eisenbeton die Durchführung eines umfangreichen Arbeitsplanes für Versuche mit hochwertigen Zementen beschlossen worden sei.

Herr Diplom-Ingenieur Wecke, Bernburg, erstattete den Bericht aber die Tätigkeit des Laboratoriumsausschusses. Um möglichst schnell und wirksam wissenschaftlich vorwärts zu kommen, sei besondere Aufmerksamkeit dem in Aussicht genommenen Sammelwerk über Zement geschenkt worden. Dieses Werk solle eine Referatensammlung alles dessen sein, was bereits über Zement geschrieben worden ist, und es seien auf diesem Gebiet schon bedeutende Arbeiten geleistet.

Über die Frage der Verwendung des Portlandzementes als Kitt für Porzellanisolatoren seien Erhebungen angestellt worden, und dieses Thema wurde in einem besonderen Vortrag auf der Hauptversammlung behandelt.

Ferner wurde behandelt die Frage der Verwendung des Zementes beim Schachtabtäufen, die Frage des Rostens der Eiseneinlagen und der Zementersatzstoffe.

Die Ergebnisse der Ausschußarbeiten werden den Mitgliedern in den Hauptversammlungen und in der Zeitschrift „Zement" bekanntgegeben.

Außerhalb der Tagesordnung schloß sich hieran ein Vortrag des Herrn Hofrats Hartmann dber die Selbstanfertigung von Papiersäcken durch die Zementwerke, die nach Angabe des Berichterstatters für die Werke außerordentliche wirtschaftliche Vorteile biete, und im Anschluß daran die Vorführung einer im Vorraume aufgestellten Sackanfertigungsmaschine.

Zu Punkt 7 der Tagesordnung berichtete Herr Dr. Framm über die Tätigkeit des Vereinslaboratoriums in Karlshorst. Bei der Kontrolle der Zemente der dem Verein angeschlossen Werke ergab sich, daß sämtliche Mittelwerte der Zementuntersuchungen auf der Durchschnittshöhe der letzten Jahre standen. Einem gewissen Rückgang in der Druckfestigkeit stand gegenüber die Gleichmäßigkeit aller übrigen Eigenschaften des Zementes. Die Qualität des Normensandes hat zu Beanstandungen keinen Anlaß gegeben. Einen verhältnismäßig breiten Rahmen nahm die Prüfung von zementartigen Produkten, sogenannten Zementersatzmitteln ein, und es wurden hier über verschiedene Ersatzmittel im einzelnen bestimmte Angaben gemacht. In den meisten Fällen erwies sich, daß die mit großer Reklame auf den Markt gebrachten zementartigen Erzeugnisse in Wirklichkeit keine hydraulischen Eigenschaften besitzen. Umfangreiche Untersuchungen wurden vorgenommen zur Klärung des Verhältnisses zwischen Zerschmetterungsfestigkeit und Druckfestigkeit der Zemente, und über diesen Punkt wurde auf der Hauptversammlung ein besonderer Bericht erstattet, ebenso über die Untersuchungen in der Frage der hochwertigen Spezialzemente.

Herr Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde, hielt einen Vortrag über die Aufgaben der Zement- und Mörtelforschung in Wissenschaft und Technik. Am Anfang seines Vortrages wies er darauf hin, daß ebenso wie Unterschiede bestehen in dem Aussehen einer alten und modernen Zementfabrik, Unterschiede zwischen der wissenschaftlichen Forschung von früher und jetzt festzustellen sind, daß täglich neue Aufgaben und Fragen entstehen, die an den früheren, als allgemein gültig anerkannten Theorien zu rütteln scheinen und neu geklärt werden müssen. Es wurde in diesem Zusammenhang auch besonders hingewiesen auf die Unterschiede zwischen den deutschen und amerikanischen wissenschaftlichen Arbeiten der Zementforschung, und es wurden die Aufgaben und Probleme für die künftige wissenschaftliche Betätigung vorgeführt, und zwar auf rein theoretisch-wissenschaftlichem Gebiet und auf technisch-praktischem Gebiet. Der Vortrag enthielt eine Menge von neuen ungelösten Problemen und entsprach seinem Zweck, den Verein und seine Ausschüsse zur weiteren Betätigung auf wissenschaftlichem Gebiet anzuregen. An den Vortrag schloß sich eine eingehende Aussprache, aus der der Nichtzementfachmann den Eindruck gewinnen mußte, daß in der Frage der Zementforschung nicht nur auf wissenschaftlichem, sondern auch auf technisch-praktischem Gebiet die Meinungen der führenden Persönlichkeiten der Zementindustrie heute noch recht erheblich auseinander gehen. Dies bezieht sich insbesondere

auch auf die Frage, ob den Drehöfen oder den Schachtöfen in wirtschaftlicher Hinsicht der Vorzug zu geben sei.

Im Anschluß an diese Auseinandersetzung teilte der Vorsitzende mit, daß für die weitere wissenschaftliche Forschung die Fundamente geschaffen werden sollen in einem Forschungsinstitut für Zement und Mörtel. Eine Hauptaufgabe dieses Forschungsinstitutes sei die Vornahme von Versuchen, wie es möglich ist, den Drehofen wirtschaftlicher zu gestalten. Zu diesem Zweck sei zunächst die Erweiterung des Vereinslaboratoriums durch Angliederung einer wissenschaftlichen Abteilung in Aussicht genommen. Die Mitgliederversammlung schloß sich diesem Vorschlag an und überließ die weitere Ausgestaltung dem Vorstand.

Der Vorsitzende des Vereins, Herr Dr. Müller, hielt einen Vortrag mit Lichtbildern über „Die Fabrikationsdiagramme der deutschen Zementfabriken und ihre Abänderungen infolge Einführung neuer Maschinen und Ofensysteme". Der Vortragende gab einen hochinteressanten Überblick über die Entwicklung der deutschen Portland-Zement-Industrie in den Jahren 1855 bis 1919. Das Bild, das an den Augen der Versammlungsteilnehmer vorüberzog, konnte davon überzeugen, daß von einer Schablonisierung der Zementherstellung in den deutschen Fabriken keine Rede sein kann. Seit 30 Jahren, seitdem die Maschinenindustrie bei der Ausgestaltung der Zementfabriken mitwirkt, ist alles im Fluß, so daß man den Worten des Vortragenden beistimmen muß, daß es in Deutschland kaum eine Industrie gibt, in der so viel umgebaut wurde. In der heutigen Zeit ist in dieser Beziehung natürlich ein Stillstand eingetreten. Herr Müller faßte zum Schluß die Aufgaben zusammen, die der deutschen Zementindustrie und ihrer Vertretung auf technisch-wissenschaftlichem Gebiet, dem Verein Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten für die Zukunft gestellt seien und stellte in Aussicht, daß sich der Verein diesen Aufgaben mit allen Mitteln zuwenden werde.

Über die Mitarbeit des Vereins in der Brennkrafttechnischen Gesellschaft berichtete Herr Direktor Dr. Kneisel, Höver b. Hannover. Die Brennkrafttechnische Gesellschaft arbeitet an der rationellen Ausnutzung der vorhandenen Brennstoffe. Es besteht bereits eine große Anzahl von Fachausschüssen, die zum Teil schon arbeiten, zum Teil noch im Aufbau begriffen sind. Im vergangenen Jahre haben diese Organisationsfragen den Hauptteil der Arbeit in Anspruch genommen. Indessen sind auch schon Versuche eingeleitet, die den Zweck verfolgen, der Kohle alle wertvollen Brennstoffe zu entziehen, um uns im Bezug von Brennstoffen vom Ausland unabhängig zu machen. Redner gab einen Überblick über die vorhandenen Fachausschüsse und im besonderen über das Arbeitsgebiet des Fachausschusses für die Industrie der Steine und Erden, dem der Verein angehört, und der sich wieder in verschiedene Unterausschüsse gliedert. Besonders wurde betont, daß durch die Arbeit der Brennkrafttechnischen Gesellschaft in Zukunft vermieden werden müsse, daß von behördlichen Kohlenstellen Vorschriften erlassen werden, die für die Industrie schädlich sind. Der Verein müsse einen Einfluß gewinnen auf die Kohlensorten, die für die Zementfabriken geliefert werden, und es müsse der Reichskohlenstelle klargemacht werden, daß der Standpunkt, Kohle sei Kohle, nicht haltbar sei.

Zum Schluß wurde erwähnt, daß der Deutsche Zementbund für die 3 Zementvereine, den Verein Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten, den Verein Deutscher Eisenportlandzementwerke und den Verein Deutscher Hochofenzementwerke eine Wärmestelle einrichten werde, der ein Wärmetechniker vorstehen solle mit der Aufgabe, die rationelle Ausnutzung der Brennstoffe zu fördern und bei den Zementfabriken durchzusetzen.

Herr Professor Dr. Ewert, Vorsteher der botanischen Versuchsstation in Proskau, sprach über die „Einwirkung des Zementstaubes auf den Pflanzenwuchs". Die Meinung, daß der Zementstaub die Poren der Pflanzen verstopft, also das Wachstum benachteiligt, muß nach den von Herrn Professor Dr. Ewert vorgenommenen Versuchen als nicht richtig bezeichnet werden. Die Frage, ob sonst wohl eine Schädigung des Pflanzenwuchses durch den Zementstaub erfolgen kann, ist von amerikanischen Forschern dahin beantwortet worden, daß ein Nachteil insofern eintreten kann, als der Staubbelag auf den Blättern die Einwirkung des Sonnenlichtes hemmen kann. Herr Professor Ewert stimmte dieser Ansicht zu. Die Frage, ob chemische Einwirkungen des Zementstaubes eintreten können, ist dahin zu beantworten, daß der Zementstaub häufiger einen günstigen als einen ungünstigen Einfluß ausübt. Während aber andere Forscher die ungünstige Wirkung auf die hohe Alkalität des Zementes zurückführen, ist Herr Professor Ewert der Ansicht, daß die Alkalität nicht schuld daran ist, denn bei Brühen, die auf die Pflanzen gespritzt werden, wird gerade verlangt, daß sie alkalisch reagieren.

Bei Obstbäumen ist ein ungünstiger Einfluß auf die Befruchtung nicht festzustellen. Diesbezügliche Versuche sind noch im Gange. Johannis- und Stachelbeeren scheinen unter der Einwirkung des Zementstaubes ganz besonders gut zu gedeihen, ebenso auch Reben. Was den Einfluß auf den Boden anlangt, so ist dazu zu sagen, daß der Kalk auf den Boden günstig wirkt. Kalk ist das einzige Mittel, um den Boden, der z. B. in der Nähe von Zinkhütten durch die schweflige Säure versauert wird, wieder bebauungsfähig zu machen. Sehr empfindlich gegen schweflige Säuren sind Nadelhölzer, während der Zementstaub wohl nicht ungünstig auf sie einwirkt.

Von den pflanzlichen und tierischen Schädlingen mögen viele den Zementstaub nicht leiden, z. B. Schneckensorten, Erdflöhe, Blattwespen und Raupen. Andere Schädlinge, z. B. Blattläuse, sind dagegen durch den Zementstaub nicht zu vertreiben.

Über „Zerstörungserscheinungen an Porzellanisolatoren" sprach Herr Direktor Rudolf Grimm, Göschwitz a. S. In der Aussprache machte Herr Geheimer Regierungsrat Professor Dr.-Ing. Gary darauf aufmerksam, daß es möglich sei, daß der Zement Risse zeige, wenn er rein verwendet wird und noch Spannungen in den Porzellanisolatoren sind. Ein Mittel dagegen besteht darin, daß man den Zement nicht rein, sondern in Verbindung mit feinen Zuschlagstoffen verwendet.

Herr Privatdozent Dr. Endell, Berlin-Steglitz, berichtete über die von ihm im Auftrage des Vereins ausgeführten Arbeiten mit kieselsäurereichen und eisenoxydreichen Zementen. Wenn die Versuche auch zu keinem positiven Ergebnis geführt haben, so haben sie doch gezeigt, daß derartig hergestellte Zementmischungen nach der Kieselsäureseite und nach der Eisenoxydseite hin für die praktische Herstellung ausscheiden. An die sehr interessanten Ausführungen des Redners schloß sich eine lebhafte Aussprache, in der die Herren Dr. Kühl, Dr. Kander, Dr. Schott und Dr. Strebel über eigene und sonstige Forschungen berichteten und die Ergebnisse der Versuche Dr. Endells zum Teil bestritten, weil sie selbst Zemente hergestellt haben, die sehr eisenoxydreich waren und doch sehr gute Festigkeiten ergaben.

Die Tagung am 18. Juni wurde eingeleitet durch den Bericht des Herrn Dr. Framm, Karlshorst, „Über Zerschmetterungsfestigkeiten und ihre Beziehung zur Druckfestigkeit". Es wurden zunächst Prüfungen im Vereinslaboratorium und in verschiedenen Laboratorien von Zementwerken vorgenommen, bei denen als Mittel aus 9 Versuchsreihen das Verhältnis der Druckfestigkeit zur Zerschmetterungsfestigkeit festgestellt wurde,

bei der Mischung (1:3) zu 1:0,55,
„ „ „ (1:5) zu 1:0,68 und
„ „ „ (1:8) zu 1:0,98.

Im Ansshluß hieran führte alsdann das Vereinslaboratorium Karlshorst allein Versuche aus und benutzte dabei nicht den Passowschene Prüfungsapparat, sondern eine Fallramme, durch die die Körper mittels mehrerer Schläge hintereinander zerschmettert werden. Eine Einheitlichkeit in den Versuchsergebnissen war nicht festzustellen. Versuche über das Verhältnis der Genauigkeit des Passowschen Verfahrens und des Verfahrens mit der Fallramme, die gleichfalls im Vereinslaboratorium ausgeführt wurden, ergaben keine bestimmten Werte, und es scheint, daß der Passowsche Apparat bessere Ergebnisse liefert. Es wurden dann noch Versuche ausgeführt, die auf die Frage Antwort geben sollten, ob es möglich ist, durch Prüfungen nach dem Passowschen Verfahren eine Klassifizierung der Zemente hinsichtlich ihrer Widerstandsfähigkeit gegen Zerschmetterungsfestigkeit zu erreichen. Es ergab sich aber auch bei diesen Versuchen außerordentlich wenig Proportionalität zwischen Druck- und Zerschmetterungsfestigkeit, so daß ausgesprochen werden konnte, daß sich die Zerschmetterungsfestigkeit zur normenartigen Beurteilung der Zemente nicht eignet. Versuche, die nicht mit Normensand, sondern mit andern Zuschlagstoffen ausgeführt wurden, ergaben für alle Kiese bezüglich des Verhaltens gegen Zerschmetterung ungefähr die gleichen Eigenschaften. Auch hier eignete sich also das Prüfungsverfahren nicht zu einer Beurteilung der Eigenschaften der Zemente. Herr Geheimer Regierungsrat Professor Dr.-Ing. Gary bezeichnete den Passowschen Prüfungsapparat als nicht geeignet für die Proben und empfahl für solche Untersuchungen die Stoß-Biege-Probe. Diese würde auch die Unterschiede zwischen den verschiedenen Zuschlagmaterialien klar ergeben.

Unter Punkt 16 der Tagesordnung hielt Herr Professor Nacken, Greifswald, einen Vortrag mit Lichtbildern „Über Reaktionen beim Brennen von Zementrohmehlen." In dem Vortrag wurde berichtet über außerordentlich interessante Versuche, die nebenher auch von Dr. Endell ausgeführt wurden, über die Vorgänge beim Brennen von Zementrohmehlen, Auftragung von Wärmekurven, mikroskopisch aufgenommene Bilder in kleinen Versuchsöfchen.

Im Anschluß hieran hielt Herr Dr. Framm, Karlshorst, einen Vortrag mit Lichtbildern über „Die österreichische Güteformel für hochwertige Spezialzemente und die deutschen Portlandzemente". Der Vortragende ging aus von den ersten Veröffentlichungen des Staatsbahnrats Spindel in Innsbruck, der auf dem Standpunkt stehe, daß eine Normalisierung der Zemente ebensowenig angängig sei, wie eine einzige Güteformel für alle Eisensorten. Wenn in Österreich Zemente mit besonders hohen Anfangsfestigkeiten geschaffen worden seien, so liege der Grund in erster Linie darin, daß das Prüfungsverfahren nach den österreichischen Normen höhere Werte liefere, als das deutsche Prüfungsverfahren. Schuld daran seien 3 Faktoren, nämlich der verschiedenartige Sand, die verschiedenartige Rammarbeit und die verschiedene Mittelbildung aus den Versuchsergebnissen in Deutschland und in Österreich. Bei früheren Versuchen fand Pierus, daß die österreichischen Zemente die deutschen um 25% bei der Normenprüfung an Festigkeit übertrafen, Allin fand 20%, Grimm 28%. Es wurde aber nicht dabei nicht gesagt, ob diese Verhältnisse gleich sind nach 2, 7 und 28 Tage langer Erhärtung. Im Vereinslaboratorium wurden nun die Handelsportlandzemente nach dem deutschen und nach dem österreichischen Verfahren geprüft,

und es ergaben sich dabei folgende Wertverhältnisse, je nach den ziemlich verschiedenen Zementsorten:

2 Tage Alter	59—24%,	Mittel	39%
7 „	„ 33—16%,	„	25%
28 „	„ 25—17%,	„	21%.

Durch die Versuche sollte weiter die Frage beantwortet werden, in welchem Ausmaß die deutschen Portlandzemente die österreichische Güteformel erreichen, und es ergab sich, daß 30% der deutschen Portlandzemente in ihren Festigkeiten den Eigenschaften der österreichischen Güteformel für Spezialzemente entsprachen. Ferner wurden die gesamten Zementmarken, die im Vereinslaboratorium regelmäßig untersucht werden, auf Druckfestigkeit geprüft und auf die österreichische Güteformel umgerechnet. Dabei ergab sich im Mittel, daß nach 2 Tagen 23% aller Zemente über 180 kg/qcm Druckfestigkeit (österreichische Güteformel) blieben. Der Vortragende schloß daraus, daß eine nicht unbeträchtliche Zahl der deutschen Zemente auf der Höhe der österreichischen Spezialzemente steht und stellte fest, daß der Vorwurf, die deutsche Zementindustrie habe nicht den Willen und sei nicht in der Lage, hochwertige Spezialzemente zu liefern, unberechtigt sei.

Herr Dr. Goslich, Berlin, erstattete den „Bericht über die Tätigkeit des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton', im Jahre 1919 und ging in seinem Bericht auf die Arbeiten des Arbeitsausschusses und seiner Unterausschüsse und des Moorausschusses im einzelnen ein.

An Stelle des verhinderten Herrn Direktors Holter, Brevik (Norwegen), hielt Herr Dr. Schott einen Vortrag über die Gewinnung von Kali bei der Zementfabrikation und behandelte in diesem Zusammenhang auch die Gewinnung anderer wichtiger Nebenprodukte.

Der Vortrag des Herr Direktors Dr. Killig, Degerhamm (Schweden), über „Die Verwendung von schwedischem Schiefer und von Ölschiefer überhaupt" mußte von der Tagesordnung abgesetzt werden, da es Herrn Dr. Killig im letzten Augenblick unmöglich war, zu der Tagung nach Heidelberg zu reisen. Ebenso mußte der Bericht über die Tätigkeit des Wirtschaftlichen Ausschusses ausfallen, da Herr Generaldirektor F. v. Prondzinski, Groschowitz, die Tagung vor Schluß der Verhandlungen verlassen mußte.

Auf der Tagesordnung standen alsdann noch:

Ein Vortrag von Herrn Direktor Rudolf Grimm, Göschwitz a. S., über „Arbeitsleistungen und Selbstkosten in der Zementindustrie seit 1914",

Ein Vortrag des Herrn Dr. Müller, Rüdersdorf, über „Störungserscheinungen beim Abbinden des Zementes durch Fremdkörper im Mörtel"

und ein Vortrag von Herrn Direktor Ahlbach, Rüdersdorf, „Über Steinkohlen, insbesondere deren Gewinnung".

Der Berichterstatter war leider verhindert, an diesen Vorträgen teilzunehmen.

Die 43. Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten nahm einen außerordentlich anregenden und interessanten Verlauf. Die Fülle des in den Vorträgen und in der Aussprache gebotenen wissenschaftlichen Stoffes gab auch dem Nichtzementfachmann ein Bild über die außerordentlich wichtigen Fragen, deren sich der Verein Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten als wissenschaftliche Vertretung der deutschen Portland-Zement-Industrie angenommen und die er weiter zu verfolgen hat.

Am Abend des ersten Tages fand auf der einzigartig gelegenen Molkenkur bei Heidelberg ein gemeinsames Essen mit Damen statt, das die Teilnehmer lange in angeregtester Stimmung beisammen hielt und bei dem der Vorsitzende des Vereins, Herr Direktor Dr. Müller, in seiner Begrüßungsrede ein farbenreiches Bild von „Alt-Heidelberg" der Versammlung vor Augen führte.

W. P.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privat-Dozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Beton in Seewasser. 1 Seite im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 56, S. 357 über den Inhalt von Heft 3 und 4 der Mitt. des Mat.-Prüf.-Amtes Berlin-Dahlem 1919.

Betonschutzmittel (gegen Säuren). Von Dr. F. Moll Baumarkt 1920, S. 473, Nr. 26.

Dampfgehärtete Zementwaren. Der Baumarkt 1920, S. 513.

Neuzeitliche Fragen der Zement- und Betonindustrie. Von Prof. Dr. Petermann. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 65, S. 621—622.

Neuere Prüfmaschinen: 1. Teil, Maschinen für Zugversuche. Von E. Irion, Düsseldorf. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 26, S. 477—482.

Neuerungen der Hartzerkleinerung. Von Ziv.-Ing. Carl Naske, Charlottenburg. Z. d. Ver. deutscher Ing. 1920, Nr. 26, S. 469—475.

Die Festigkeit ungebrannter Lehmsteine. Bauwelt 1920, Nr. 25, S. 337, eine Spalte.

Von der 43. Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten. Bericht (0,7 Seiten) in der D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 10, S. 80.

Statik und Festigkeitslehre.

Ermittlung ebener Verschiebungs- und Spannungszustände und Anwendung auf eine durch zwei Nietbolzen gespannte Platte. Von Dr.-Ing. Dietrich Rühl, Dortmund, in der Z. d. V. D. Ing. 1920, Nr. 29, S. 549—554. Es handelt sich um die Untersuchung der Wirkung eines gezogenen Bleches, auf welches die Zugkraft mittels angenieteter Stäbe vermittelt wird.

Wichtige Einblicke in Querschnitte aus Eisenbeton. Von Ing. Leopold Herzka, Staatsbahnrat, Wien, Beton u. Eisen 1920, Heft 7/8—9/10—11, wird fortgesetzt.

Zeichnerisches Hilfsverfahren zur Ermittelung der ungünstigsten Laststellung bei Einflußlinien. Zuschriften zu dem Aufsatz in Nr. 6, S. 35 des Zentralbl. d. Bauv. 1920, ebenda Nr. 56, S. 358—359.

Kraft und Richtung. H. Zimmermann (Berlin) tritt auf ½ Spalte des Z. d. B. 1920, Nr. 54, S. 345 der Behauptung entgegen, daß jede Kraft ein „Vektor" sei.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

Die Eisenbauten elektrischer Schnellbahnen. Von Ludwig Mertens, Charlottenburg. Der städtische Tiefbau 1920, Heft 10, 11 u. 12.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Ein Fortschritt im Lehmstampf- wie im Schlacken- und Sandbetonbau. Beschreibung des Na Ba Sy (Natur-Bau-Systems). D. B.-Z. 1920, Nr. 44, S. 245 bis 246.

Wasserbau.

a) Grund- und Uferbau.

Verlängerung der Seeufermauer zum Schutze der Stadt Galveston am Golf von Mexiko. Z. d. Bauv. 1920, Nr. 51, S. 329 mit Abb. Vgl. Bauing., Heft 7/8, Kurze Mitteil.

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft.

Die Hochwassergefahr am Oberrhein mit besonderer Berücksichtigung der bayrisch-badischen Rheinstrecke. Von Dipl.-Ing. Eduard Faber, Ministerialrat a. D. in München. D. B.-Ztg. 1920, Nr. 56 u. 57.

Die Rühlmannsche (Wasserbau-) Stauformel für Flußbrücken. Von A. Hofmann in Pasing. Kurzer kritischer Schriftsatz in der Süddeutschen Bau-Ztg. 1920, Nr. 25, S. 93.

Schwimmer für Unterwasserbeobachtungen. Angaben über deutsche Apparate auf der Jade und Außenweser, ergänzend zu den Ausführungen im Zentralbl. d. Bauv. 1920, S. 183, ebenda S. 344 mit Abb.

c) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

Die Rhein-Neckar-Donau-Verbindung. Von Stadtbauinspektor Ehlgötz, Mannheim. D. B.-Ztg. 1920, Nr. 53, S. 281, Nr. 54, S. 285, und Nr. 55, S. 289—291.

Neckar-Kanalisierung von Mannheim bis Plochingen. Von Ottmann, Berlin in Z. d. Bauverwaltung 1920, Nr. 45, S. 290—291.

Beweglicher Notverschluß am Trollhättan-Kanal. Mit Abb. Z. d. Bauv. 1920, Nr. 55 S. 356, 1½ Spalte.

d) Wehre Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Die neuen Wasserkraftanlagen an der kanadischen Seite des Niagarastromes. Von Frank C. Perkins, Buffalo. (Schluß in Heft 24/25 der Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1920 (2. Wasserkraftnummer).

Energievernichter für Hochdruckwasserkräfte. Von Ing. K. Imhof, Bergdirektor. Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1920, Heft 24/25 (2. Wasserkraftnummer).

Die Absenkung des Spullersees. Von Oberbaurat Ing. Dr. Max Pernt. ¾ Seite im Anschlusse an die Ausführungen des Ministerialrates Ing. Paul Dittes in der ersten Wasserkraftnummer. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 24/25 (2. Wasserkraftnummer).

Der Spullersee als Staubecken der Kraftanlage bei Danöfen für die Elektrisierung der Arlbergbahn. 22 Zeilen in der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 55. S. 291.

Anstich des Spullerseesam Arlberg. Schweiz. Bau-Ztg. vom 3. Juli 1920, S. 7—8.

Ennskraftwerke im Gesäuse. Auszug aus einer amtlichen, von Oberbaurat Ing. Hofbauer, Graz, verfaßten Schrift in der Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1920, Heft 23/24 (2. Wasserkraftnummer).

Vom Ritom-Kraftwerk der S.B.B. Schweiz. Bau-Ztg. vom 3. u. 10. Juli 1920.

Die 100 000-PS-Wasserkraftanlage Gubavica in Duare, Dalmatien. Von Ing. P. Zigerli, Zürich. Schweizerische Bau-Ztg. vom 3. Juli 1920 u. 10. Juli.

Die Absenkung des Davoser Sees. Von Ing. Hans Roth, Zürich. Zweck der Absenkung die Gewinnung von Winterenergie. Schweizerische Bau-Ztg. vom 26. Juni 1920.

Rutscherscheinungen an Stauseen. Zuschrift von Ing. Hans Roth zu den Erörterungen, die seine ursprüngliche Veröffentlichung über diesen Stoff hervorgerufen hat. Schweiz. Bau-Ztg. vom 26. Juni 1920.

Kulturtechnik und Meliorationswesen. Referat aus in Technik und Landwirtschaft erschienenen Arbeiten in Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 507.

Die Ausnutzung von Niederdruckwasserkräften in Verbindung mit Hochdruckspeicherwerken und Dampfkraftanlagen. Von Reg.-Baumstr. Baun in Biberach a. d. Riß. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 57, S. 363—365.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Verfahren zum Einbauen einer wasserdichten Decke für Unterpflastertunnel. Besprechung des Patents 318 284 der Fa. Siemens & Halske im Z. d. Bauverw. 1920, Nr. 57, S. 367—368.

Straßenbau.

Überhöhung und Erweiterung in Chausseekurven. Vom Geh. Baurat Graevell, Breslau. Verkehrstechnik 1920, Nr. 5, S. 63—66.

Straßenpflasterung aus Kalksandsteinen. Von H. Jolig. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 74, S. 703—704. Besprechung in den Kurzen Techn. Berichten des Bauing. folgt nach.

Beitragsleistungen von Kraftwagenbesitzern zur Straßenerhaltung. Von Dr.-Ing. Georg Klose, Berlin. Verkehrstechnik 1920, Nr. 19.

Eisenbahnbau und -betrieb.

Neuerungen bei den Weichen der württembergischen Staatsbahnverwaltung. Von Oberbaurat Kräutle, Stuttgart. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 57, S. 365—367.

Die elastische Schienenunterstützung. Vorführung der von Finanz- und Baurat Scheibe vorgeschlagenen elastischen Hohlschwelle mit Abb. durch den Erfinder in der Ztg. d. V. d. Eisenb.-Verw. 1920, Nr. 48, S. 347—349.

Einfluß der Fahrgeschwindigkeit auf den Kohlenverbrauch der Eisenbahnzüge. Von Reg.-Baumstr. H. Nordmann, Cassel. Verkehrstechnik 1920, Nr. 1 und 2.

Güterverkehr auf Kleinbahnen. Von Wirkl. Geh. Oberbaurat Hoeft, Eisenbahndirektionspräsident a. D., Elberfeld. Verkehrstechnik 1920, Nr. 2, 2 Seiten.

Eine Neuerung im Signalwesen Frankreichs. Besprechung des Rundschreibens des französischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 19. November 1919. (Knallkapseln.) Z. d. V. deutscher Eisenb.-Verwalt. 1920, Nr. 40.

Das österreichische Bahnkraftwesen. Gemeint ist das Kraftfahrwesen, das der Staatsbahnverwaltung unterstellt ist. Auszug aus den Ausführungen des Staatssekretärs für Verkehrswesen Paul. Z. d. Ver. d. Eisenb.-Verw. 1920. Nr. 36.

Die Eisenbahnen des Baltikums und Litauens zur russischen Zeit und ihre Entwicklung durch den Krieg. Zeitung des Ver. d. Eisenbahn-Verw. 1920, Nr. 35—36.

Der Übergang der Staatseisenbahnen auf das Reich. Von Geh. Oberbaurat Loewel, Berlin. Z. d. Bauv. 1920, Nr. 53, S. 338—340.

Die wirtschaftliche Fahrgeschwindigkeit und Fahrweise bei Straßenbahnen. Von Dr.-Ing. Adler, Obering. der Großen Berliner Straßenbahn. Verkehrstechnik 1920, Nr. 19. 4½ Seiten.

Kraft- und Wärmewirtschaft im Eisenbahnwesen. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Landsberg. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 28, S. 517—522.

Die Neuorganisation der französischen Eisenbahnen. Von Regierungsrat Dr. v. Renesse. Z. d. V. deutscher Eisenb.-Verw. 1920, Nr. 47.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie Schiffbau, Allgemeines über Eisenbeton.

Der Bau von Eisenbahnwagen aus Eisenbeton. Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel auf der 23. Hauptversammlung des D.B.V. in Berlin, abgedruckt in der D. B.-Ztg. 1920. Mitt. f. Zement und Beton Nr. 10.

Eisenhochbau.

Ermittlung ebener Verschiebungs- und Spannungszustände und Anwendung auf eine durch zwei Nietbolzen gespannte Platte. Von Dr.-Ing. Dietrich Rühl, Dortmund in der Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 29, S. 549—554. Es handelt sich um die Untersuchung der Wirkung eines gezogenen Bleches, auf welches die Zugkraft mittels angenieteter Stäbe vermittelt wird.

Die Eisenbauten elektrischer Schnellbahnen. Von Ludwig Mertens, Charlottenburg. Der städtische Tiefbau 1920, Heft 10, 11 u. 12.

Windschutz für Luftschiffrundhallen. Patentbeschreibung in Z. d. Bauv. 1920, Nr. 44, S. 282.

Holzbau.

Die Imprägnierung von Hochbauhölzern, ein Mittel zur rationellen Bewirtschaftung unserer Nutzholzbestände. Von Bauinspektor Dr.-Ing. Biedermann, Charlottenburg. Bauwelt 1920, Heft 25 u. folg.

Die Bedeutung des deutschen Waldes als Holzversorgungsquelle für unser Wirtschaftsleben. Von Prof. Dr. H. Weber, Gießen. Der städtische Tiefbau 1920, Nr. 13, S. 99—103, Nr. 14.

Freitragende Holzkonstruktionen für den Bau von Theatern, öffentlichen Versammlungsräumen, Zirkusanlagen, Kinos. In der D. B.-Ztg. 1920, Holzbau Nr. 11 verlangt der Verband für freitragende Holzkonstruktionen in Berlin, daß die für die genannten Bauwerke in Berlin und Umgebung bestehende Bestimmung (Herstellung der Dächer und Decken aus Eisen oder Eisenbeton) auch Ausführungen in Holz mit Rabitzschutz zulasse.

Windschutz für Luftschiffwindhallen. Patentbeschreibung in Z. d. Bauv. 1920, Nr. 44, S. 282.

Städtebau und Städtischer Tiefbau.

Bebauungsplan für den Rayon der Stadtumwallung in Köln. Von Dr.-Ing. Stübben. 5 Abb. Z. d. Bauv. 1920, Nr. 55, S. 350—354.

Ein Wald- und Wiesengürtel um Köln. D. B.-Ztg. 1920, Nr. 51, S. 273—275.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung. Sonstiges.

Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins. 1½ Seite Bericht im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 44, S. 281—282.

Von der 43. Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten. Bericht (0,7 Seiten) in der D. B.-Ztg. 1920. Mitt. f. Zement u. Beton, Nr. 10, S. 80.

Oberbaudirektor Dr.-Ing. h. c. Peter Rehder †. Nachruf von Busemann in der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 45, S. 249.

Zusammenschluß der Ziegel- und Zementindustrie. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 70 (2 Seiten von C. Burg).

Wahl der Währung bei der Ausfuhr. Von Dipl.-Ing. F. Weber in Berlin. Stahl und Eisen 1920, Heft 25, 2½ Seite, 854—856.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Plan eines Zwillingstunnels unter dem Hudson zwischen New York und New Jersey.

Der Verkehr für Straßenfahrzeuge und Fußgänger ist zwischen New York und New Jersey z. Zt. noch auf Fährenbetrieb angewiesen. Der 1 km breite Hudson ist bisher nur mit Eisenbahn-, nicht aber mit Straßentunneln unterfahren worden.

Um die Nachteile dieser Verkehrsbehinderung zu beheben, sind verschiedene Tunnelplanungen herausgekommen. Eine der letzten hatte ein einziges Rohr mit 12,8 m äußerem Durchmesser vorgesehen, in dem der Verkehr — nach Richtungen getrennt — in zwei übereinanderliegenden Fahrbahnen stattfinden sollte. Der nunmehr von Mr. Holland zur Annahme empfohlene Vorschlag weist hingegen, wie der Hamburger Elbetunnel, die Anlage zweier neben einander liegender Tunnelrohre auf, von denen für jede Verkehrsrichtung eins bestimmt ist. Der äußere Durchmesser beträgt hier 8,80 m (beim Hamburger Tunnel nur 6 m). Es ergibt sich dabei eine Fahrbahnbreite von 6 m, die das Nebeneinanderfahren zweier Fahrzeuge und das Überholen gestattet. In Hamburg ist die Fahrbahn mit 1,82 m nur für die Breite eines Wagens bemessen. Der Elbetunnel weist aber gleichzeitig zwei Gangbahnen von je 1,25 m Breite auf. Bei dem Hudsontunnel ist eine Vermittelung des Fußgängerverkehrs nicht in Aussicht genommen. Die Tunnellänge ist reichlich doppelt so groß wie die des Elbetunnels (1000 gegen 450 m).

Der amerikanische Querschnitt weist eine Eisenbetondecke als Fahrbahntafel auf, so daß unter dieser ein hohles Segment entsteht. Dieses wird zur Zuführung der frischen Luft verwendet. 4,10 m über der Fahrbahn befindet sich die Unterkante einer ebenen leichten Decke, so daß auch im Scheitel ein ziemlich umfangreicher segmentförmiger Kanal für die Ableitung der verbrauchten Luft vorhanden ist. In Hamburg ist dagegen, abgesehen von der Einlegung von Rohrleitungen, die untere Zone voll ausbetoniert, während im Scheitel die Wölbung für den lichten Raum nutzbar gemacht worden ist. Die nur geringe Höhe verlangenden seitlichen Fußwege und der schmale Fahrbahnstreifen in der Mitte geben hier völlig andere Grundbedingungen für die Querschnittsgestaltung wie bei dem geplanten Hudsontunnel. Auch spielt der Längenunterschied hierbei eine erhebliche Rolle. Bei 1000 m Länge sind naturgemäß bedeutend wirksamere Luftwechselvorkehrungen nötig, als bei 450 m Länge.

Der Mantel des Hudsontunnels wird aus gußeisernen Wölbstücken gebildet, die im Innern ausbetoniert sind. Die bei dem Hamburger Tunnel zum ersten Male und mit vorzüglichem Erfolge angewandten steifen flußeisernen Ringe haben also hier keine Nachahmung gefunden.

Man rechnet damit, daß 5,6 Millionen Fahrzeuge im Jahre 1924 den Tunnel benutzen werden. Diese Zahl werde sich, so schließt man aus der Entwicklung des Verkehrs von 1912—1919 sehr kühn, 1943 auf 22 Millionen Fahrzeuge gesteigert haben. Nach Génie civil 1920, Nr. 14, S. 339 bzw. Engineering News Record vom 19. II. 20.

Dr. Ing. W. Kunze-Dresden.

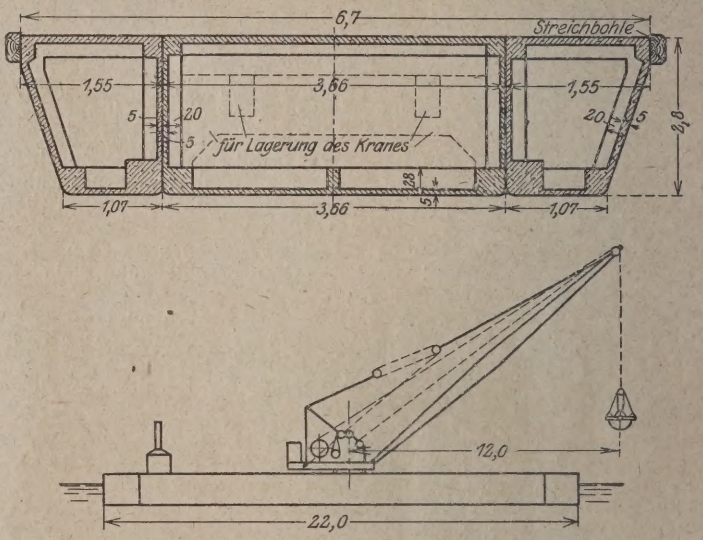
Umlegung eines Schornsteins aus Eisenbeton.

In Nr. 19 der amerikanischen Zeitschrift „Engineering News-Record" wird über eine unter schwierigen Verhältnissen erfolgte Umlegung eines Eisenbetonschornsteins in der Stadt Spokane (Washington) berichtet. Die unmittelbare Nähe von Gebäuden machte umfangreiche Vorsichtsmaßregeln notwendig, um eine genau vorher bestimmte Fallrichtung des Schornsteins einzuhalten. Derselbe war 64 m hoch, hatte einen Durchmesser von 3 m und besaß ein Gewicht von etwa 200 t. Es wurde so vorgegangen, daß zunächst im Innern des Schornsteins ein leichtes Gerüst von ca. 30 m Höhe errichtet wurde, dann wurde von diesem aus durch die Wandung des Schornsteins ein Loch geschlagen, durch welches ein an der Innenseite des Kamins verankertes 2 cm starkes Drahtseil geführt wurde. Dieses wurde dann mit einer Leine aus Manilahanf verbunden, die über zwei Flaschenzüge geführt war und sodann rechtwinklig zum Schornstein zu einer in 15 m Entfernung aufgestellten Winde verlief. Diese im Verein mit den Flaschenzügen war imstande, einen Zug von 20 t im Seil hervorzurufen. Die Beobachtung lehrte, daß ein Anspannen der Leine bis zur äußersten Grenze ein Ausweichen des Schornsteins aus der Vertikalen von ca. 2½ cm zur Folge hatte. Es wurden nun 65 Löcher im untersten Teil der Schornsteinwandung gebohrt und zwar in einem Gürtel von etwa 1,20 m Breite, wobei jedoch ein Drittel des Umfangs unverschwächt gelassen wurde und zwar auf der Seite, die der gewünschten Fallrichtung des Schornsteins entgegengesetzt war. Auf der einen Seite befand sich in der Wandung eine Öffnung zum Eintritt des Rauches, eine ähnliche Öffnung wurde an der entgegengesetzten Seite ausgesprengt, eine dritte auf der Seite der Fallrichtung. Schließlich wurden auch die beiden zwischen den Öffnungen stehen gebliebenen Stege gleichzeitig weggesprengt, dabei gab der Schornstein in der Richtung des angespannten Drahtseils etwa 15 cm nach, wurde aber immer noch von den Armierungseisen und dem stehengebliebenen Drittel des Gürtels gehalten. Nachdem nun die Eisen mit Hilfe eines Azetylenbrenners durchschnitten waren, war es möglich, den Schornstein noch weiter zu senken, so daß sein Kopf nunmehr um ca. 80 cm von seiner ursprünglichen Lage auswich. Es wurde jetzt ein Teil des noch stehenden Drittels an der Basis des Schornsteins weggesprengt, so daß nur noch ein 1,2 m breiter Steg übrig blieb oder $^1/_7$ des gesamten Umfanges. Bei dieser Arbeit begann der Schornstein langsam zu fallen, das Drahtseil wurde scharf angezogen und ermöglichte es, die Fallrichtung gut einzuhalten. Nachdem eine Neigung von 30° erreicht war, brach der letzte Zusammenhang des Schornsteins mit seinem Fundament, und der Fall vollzog sich sehr schnell, genau in der gewünschten Richtung. Die Arbeit wurde in fünf Tagen von vier Arbeitern ausgeführt.

Dipl.-Ing. P. Knauff.

Schiffskörper aus Eisenbeton für einen Greifbagger.

In der Aprilnummer 1920 von Engineering befindet sich eine ausführliche Beschreibung einer Greifbaggeranlage mit einem Schiffskörper aus Eisenbeton, konstruiert 1916/17 für die Arbeiten zur Drainierung des sog. Fen-Distrikts. Das ist das von den Flüssen Ouse, Cam und Stoke durchzogene, fruchtbare Niederungsgebiet im Nordosten Englands, das schon von den Römern in Kultur genommen war, aber seit 2—3 Jahrhunderten durch Fluten stark versumpft ist und deshalb schon mehrmals trocken zu legen versucht worden ist.



Die wichtigsten Punkte der Konstruktion sollen hier kurz zusammengestellt werden. Das Schiffsgefäß besteht aus drei selbständigen Eisenbetonpontons von je 22 m Länge und 1 × 3,66 m und 2 × 1,53 m Breite. Diese legen sich mit ihren Längsseiten dicht aneinander und werden mittels kräftiger Walzprofile, Gelenkbleche und Bolzen schnell und bequem zu einem einheitlichen Schwimmkörper zusammengefügt, der bei voller Ladung 1,24 m Tiefgang hat. Ebenso leicht geht die Trennung vor sich, z. B. für die Durchfahrung von Schleusen. Dann hat der mittelste Ponton, der die maschinelle Anlage trägt, 1,22 m Tiefgang. Einzelheiten über diese eigenartige Konstruktion sind leider weder in den Abbildungen, noch im Text enthalten. Das Schiff ist ausgerüstet mit einer Dampfwinde und den nötigen Scherbrettern und Ankerpfählen, um es zu befähigen, sich mittels Anker- und Seilzuges, ohne Handarbeit weiterzubewegen. Für die 2 Mann starke Schiffsbesatzung ist eine Kajüte eingebaut, die Kraftanlage durch ein besonderes Dach vor dem Wetter geschützt. In Auftrag gegeben wurde die Anlage 1916, die Maschinen konnten jedoch wegen des Krieges erst 1919 geliefert werden (ein bemerkenswerter Umstand!), die Pontons dagegen schwimmen schon seit 1917.

Der Grund, den Schiffskörper aus Eisenbeton zu bauen, lag hauptsächlich in den Kosten. Ein 15 m langes Stahlschiff hätte 1500 £ gekostet, während sich die tatsächlichen Kosten für den fertigen Betonkahn auf 840 £, also wenig mehr als die Hälfte beliefen.

Der Beton besteht aus 1 Teil Portlandzement, $1^1/_3$ Teil Sand und $2^1/_3$ Teil Granitklarschlag und hat sich, einwandfreie Herstellung als Bedingung, als Schiffshaut von nur 5 cm Stärke hinreichend undurchlässig erwiesen. Von einer besonderen Dichtung oder einem Putz wird nichts erwähnt. Die Schiffshaut ist zwischen ein kräftiges Quer- und Längsträgergerippe gespannt. Die Spanten sind oben durch Querriegel verbunden, die zugleich das Deck tragen, so daß der Schiffsquerschnitt einen geschlossenen Viereckrahmen zeigt. Für die Lagerung des Kranstuhles sind besonders kräftige Quer- und Längsträger in Form eines Geviertes in Schiffsmitte angeordnet.

Alle Bewegungen werden maschinell gemacht. Die Dampfanlage ist am Ende des Kahnes versenkt untergebracht. Der Ausleger kann

heruntergelassen und so weit gesenkt werden, daß kein Teil höher als 3 m über Wasser liegt. Der Aushub wird auf die Ufer abgestürzt, dazu besitzt der Ausleger rund 12 m Reichweite. Die Hubgeschwindigkeit beträgt 40 bis 45 m/Min., in der Stunde sind 50 bis 60 Hübe möglich. Als Höchstleistung auf Dauer wurden in Torf, Lehm, Ton und Kies 53 t/Std. erzielt. (Die Quelle enthält ausführliche Maßzeichnungen.) Dr.-Ing. Gläsel, Dresden.

Ueber Heimstättenbau in Schlackensandsteinen.

berichtet in „Stahl und Eisen" 1920, Nr. 27, Dr. A. Guttmann, Düsseldorf, in einem ausführlichen Aufsatz. Die Bausteine werden hergestellt aus Hochofenschlackensand und Kalk oder Zement. Nach der Prüfung des Verfassers hat sich bei den Platten eine Festigkeit von 30 kg/qcm ergeben. Die Steine werden auf der patentierten Scholschen Presse — zunächst im Handbetriebe — hergestellt. Auf den Werkplätzen der Dortmunder Union und der Glückauf-Baugesellschaft m. b. H. soll jedoch noch in diesem Sommer mit Steinerzeugung mittels maschinellem Antriebe übergegangen werden.

Die Bausteine für die Mauern sind Prismen von 22 cm × 58cm × 12cm (22 cm ist die Höhenbemessung der Steine = 3 Ziegelschichten zu 6 cm). Hochkant verlegte lange Prismen werden mit einem Luftzwischenraum von 6 cm versetzt. Die Verbindung der beiden Wandschichten wird durch volle und halbe Binder erreicht. Volle Binder greifen alle 1,4 m in wagerechter und alle 1,0 m in lotrechter Richtung gemessen durch die Wand hindurch, die halben Binder reichen nicht ganz (2 cm) bis an die andere Wandschicht heran und sitzen auf Kragsteinen (halben Bindern) auf, die in der darunterliegenden Reihe der anderen Wandschicht eingemauert sind und ebenfalls mit ihren Köpfen von der Fläche der anderen Wandhälfte 2 cm entfernt bleiben. Es ist dies der von den Zementstein-Ersatzbauweisen her allgemein bekannt gewordene Versuch, eine hinlängliche Verbindung zweier Hohlwandhälften ohne nennenswerte Wärmeleitung herbeizuführen.

Das Raumgewicht der Steine beträgt 1800 kg/cbm. Für die Wände ergeben sich nach Berücksichtigung der Hohlräume 1625 kg/m³. Die Wasseraufnahme der Steine betrug 6 vH des Gewichtes.

Ein großer Vorteil ist in den großen Abmessungen der Steine zu erblicken. Ein Stein wiegt zwar bereits etwa 25 kg, ist aber noch gut von einem Manne zu handhaben. Dafür vermindert sich die Arbeit im Bau, die Bauzeit, der Mörtelverbrauch und die in den Bau gebrachte Wassermenge.

Die Wärmedurchlässigkeit soll bei 30 cm Gesamtwandstärke (12,0+6,0+12,0) gleich der einer 38-cm-Ziegelwand befunden worden sein. Die Ursache hierfür wird in der geringeren Wärmedurchlässigkeit der Schlackensteine gesucht, die nach Groß-Lichterfelder Untersuchungen (25. XI. 1913) erwiesen ist.

Die Anwendung von Schlackensand-Baukörpern ist nicht auf die Wände beschränkt worden. Die Zwischendecken sind bei der in Rede stehenden Bauweise ähnlich der Herbstschen Decke aus bewehrten Stegen mit zwischengesetzten Hohlsteinen gebildet. Abstände der Rippen von Mitte zu Mitte 25 cm. Auch diese Teile sind aus Schlackensand hergestellt. Uns erscheint dieser Teil der Bauausführung ziemlich gekünstelt, ebenso der Aufbau des Daches auf die Decke des obersten Geschosses. Man ist hierbei an das flache Dach gebunden, was durchaus nicht immer schön wirkt. Auch dürfte gerade im Ein- oder Zweifamilienhausbau das Fehlen eines Bodens recht unangenehm empfunden werden.

Der Bau eines Hauses mit 6 Räumen (3 im Erdgeschoß, 3 im Obergeschoß) ist in 3 Wochen errichtet worden. Vom Baubeginn bis zur schlüsselfertigen Übergabe sind nur 10 Wochen vergangen. Das Probeheim der Union mit 6 Räumen hat 50 296 Mark gekostet. In Ziegeln erbaut und mit hohem Dache versehen, würde es zur gleichen Zeit (Okt. 1919) 60 518 M gekostet haben (17 vH Ersparnis). Der Verfasser rechnet außerdem einen Kohlenwenigerverbrauch von 4,4t Haus aus.

Man kann zweifellos dem Verfasser darin zu stimmen, daß in der Verwendung von Schlackensandbausteinen der besprochenen Art für Hütten-Industriegebiete eine wirtschaftliche Bauweise für den Kleinwohnungsbau gegeben ist, die besonders in den Zeiten der Kohlenknappheit und teurer Holzpreise einen gangbaren Ausweg in der Not darstellt. Die Verwendung der Mauer-Großbausteine in Verbindung mit beliebiger Decken und Dachkonstruktion würde auch in normalen Zeiten im Interesse der Volkswirtschaft liegen. Sie führt die Schlackensande einer nützlichen Verwendung zu und macht Kohlen in erheblicher Menge für andere Zwecke frei.

Dr.-Ing. W. Kunze.

Bewässerungspläne in Australien.

Die Regierung von Queensland, Australien, beabsichtigt, das Gebiet des Burnettflusses (nördlich Brisbane an der Ostküste) der Besiedelung zu erschließen. Hand in Hand damit geht ein Projekt, im Quelligebiet dieses Flusses eine Talsperre zu errichten und die aufgestauten, Millionen Kubikmeter betragenden Wassermengen für die Bewässerung nutzbar zu machen. Das Bett eines Nebenflusses bietet ein vorzüglich geeignetes natürliches Becken mit hohen, steil abfallenden Rändern in etwa 140 m Abstand davon, zwischen denen es leicht sein wird, einen Staudamm zu errichten. Beauftragte der Wasserbauverwaltung machen bereits Bohrversuche, um eine geeignete Stelle für die Gründung der Staumauer, die aus Beton gebaut werden soll, aufzufinden. Die Stauanlage wird ausreichen, um zunächst 40—50 qkm mit Wasser für Bewässerungszwecke zu versorgen und soll entsprechend dem Maße der fortschreitenden Besiedelung des Landes ausgeführt und erweitert werden. („Engineering", v. 16. 4. 1920.) Gl.

Bau einer Eisenbetonbrücke von 122 m Stützweite.

Die größte Stützweite ausgeführter Eisenbetonbrücken beträgt zurzeit 100 m. Sie ist erreicht bei der Langwieser Brücke (mit großem Pfeilverhältnis, 1:2,38), die eine elektrische Eisenbahn überführt und bei der Brücke der Wiedergeburt (der Risorgimentobrücke) in Rom, die ein Pfeilverhältnis von 1:10 besitzt und eine 19,2 m breite Straße über den Tiber führt. Größere Spannweiten sind schon geplant gewesen (Sitterbrücke, St. Gallen, 112,4 m und Hudson-Memorial-Brücke, New York, mit Bogen 221 m (vgl. Schürch, Arm. Beton 1915, S. 155), sind aber nicht zur Ausführung gekommen. Gegenwärtig befindet sich in Minneapolis (V. St.) eine Eisenbetonbrücke im Bau, die drei große Öffnungen aufweist, von denen die mittlere 122 m (121,90 m) Stützweite hat. Die Nachbaröffnungen haben nur je 60,36 m Stützweite. Bei der mittleren Öffnung ist die Pfeilhöhe etwa 26,8 m.

Die Brücke dient der Überschreitung des Mississippi und wird an Stelle einer eisernen Brücke gebaut, die den Ansprüchen der amerikanischen Schiffahrtsvorschriften nicht genügt. Die Brücke weist als Haupttragglieder 2 Eisenbetonrippen mit Parabelbogenform auf, die 7,62 m Achsabstand haben und 30 × 43 cm² bzw. 30 × 20 cm² Querschnitt im Kämpfer bzw. im Scheitel haben. Die Bewehrung wird aus Winkeleisen (152/152/13) gebildet. Nach Eng. News Record vom 12. II. 20 und Génie civil vom 8. V. 20. Kze.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die deutschen Ingenieure gegen Entente-Willkür.

Eine neue unerhörte Zumutung wird an uns Deutsche gestellt!

Zu der Demütigung, die sie für uns alle enthält, tritt noch die Gefahr schwerster wirtschaftlicher Schädigung weiter Kreise unseres werktätigen Volkes.

Zur Vernichtung unserer Seemacht bestimmt Artikel 209 des Versailler Vertrages, daß die deutsche Regierung dem Interalliierten starine-Überwachungs-Ausschuß alle Auskünfte und Schrift-Mücke zu liefern hat, die der Ausschuß für nötig erachtet, um sich der vollständigen Durchführung der Vertragsbestimmungen zu vergewissern. Unter Bezugnahme auf diesen Artikel verlangt jetzt der Überwachungsausschuß in einer umfangreichen Liste die Auslieferung der vollständigen Pläne, Zeichnungen und Handbücher über die Schiffsartillerie nebst Zubehör, über die Torpedos, Scheinwerfer, elektrischen Anlagen, Funkentelegraphie, über das Minenwesen, die Schiffsmaschinen und -kessel, die Untersee boote usw.

Eine große Anzahl dieser technischen Dinge stellt einen wesentlichen Teil der Ausrüstung auch unserer Handelsschiffe dar. Das Verlangen des Überwachungsausschusses betrifft also nicht nur die im Vertrag festgesetzte Auslieferung der rein militärischen Einrichtungen, sondern bedeutet weit darüber hinaus die Preisgabe eines gewaltigen Stückes der Errungenschaften deutscher Technik im Handelsschiffbau und in vielen anderen Zweigen der Industrie. Man streckt ohne Scham die Hand aus nach dem geistigen Eigentum unserer Schiffswerften und Fabriken, das diesen bisher geholfen hat, ihre hervorragende Stellung auf dem Weltmarkt zu erringen und zu behaupten.

Wenn bereits das Verlangen nach Auslieferung sämtlicher Konstruktionen, Patente und Geheimpatente unseres Kriegsschiffbaues durch den Artikel 209 des Versailler Vertrages in keiner Weise gerechtfertigt erscheint, da diese Dinge mit der Überwachung der Vertragsdurchführung nichts zu tun haben, so ist der Angriff auf das geistige Eigentum der deutschen Industrie mit seinen unausbleiblichen schwerwiegenden Folgen geradezu eine Ungeheuerlichkeit! Nicht nur unsere Industrie wird dadurch in ihrem gegenwärtigen schweren Kampf ums Dasein ihrer wichtigsten Mittel beraubt, sondern durch die Lahmlegung großer Industriegruppen werden auch weite Kreise der arbeitenden Bevölkerung unmittelbar dem wirtschaftlichen Untergang ausgesetzt. Dem gesamten deutschen Volk wird es so aber wieder einmal noch schwerer gemacht, die harten Bedingungen des Versailler Vertrages zu erfüllen. Schon die Gefahr, sich dadurch selbst zu schädigen, sollte der Entente zu denken geben, wenn anders

nicht ihr Ziel weniger auf eine Erfüllung der Vertragsbedingungen, als vielmehr auf eine Vernichtung der deutschen Industrie gerichtet ist.

Wir legen nachdrücklich schärfsten Einspruch ein gegen dieses Vorgehen des Überwachungsausschusses, das in seiner rücksichtslosen Willkür der unverhüllten Absicht gleichkommt, sich eines unbequemen Wettbewerbers auf dem Weltmarkt auf bequeme Weise zu erledigen. Wir halten es für unvereinbar mit der Berufsehre unserer Fachgenossen in den Ententeländern, daß sie stillschweigend diesen Raub technischen geistigen Eigentums gutheißen und damit den Eindruck eines Zeugnisses geistiger Armut der dortigen Ingenieure und Techniker auf kommen lassen. Wir geben die Hoffnung nicht auf, daß sie ihre eigenen Gewaltpolitiker zur Besinnung und Vernunft zurückrufen werden. Und wir richten an die deutsche Regierung die Aufforderung, das allen Begriffen von Recht und Billigkeit hohnsprechende Ansinnen des Überwachungsausschusses unter allen Umständen zurückzuweisen!

Berlin, im Juni 1920.

Deutscher Verband Technisch-Wissenschaftlicher Vereine
Busley

Reichsbund deutscher Technik
Dahl

Verein deutscher Ingenieure
Reinhardt

Bund deutscher Architekten
Gurlitt

Verband deutscher Elektrotechniker
Voigt

Deutsche Bunsen-Gesellschaft
Foerster

Verein deutscher Chemiker
Diehl

Veutscher Verein von Gas- und Wasserfachmännern
Tillmetz

Verein deutscher Eisenhüttenleute
Vögler

Deutscher Markscheider-Verein
Mintrop

Verein deutscher Gießerei-Fachleute
Dahl

Gesellschaft deutscher Metallhütten- und Bergleute
Schiffner

Verein deutscher Straßenbahnen, Kleinbahnen und Privateisenbahnen
Wussow

Hafenbautechnische Gesellschaft
de Thierry

Verein zur Förderung des Gewerbfleißes
Richter

Schiffbautechnische Gesellschaft
Busley

Vereinigung der Elektrizitätswerke
Passavant

Verband deutscher Architekten und Ingenieur-Vereine
Schmick

Wissenschaftliche Gesellschaft für Luftfahrt
Schütte

Der Preisabbau am Eisenmarkt.

Der Deutsche Eisenwirtschaftsbund hat, wie uns drahtlich berichtet wird, heute, verbehaltlich der Zustimmung des Reichswirtschaftsministeriums die folgenden Preisermäßigungen beschlossen: Rohblöcke von 2435 M auf 2140 M, Vorblöcke von 2655 M auf 2260 M, Knüppel von 2765 M auf 2365 M, Platinen von 2790 M auf 2410 M, Träger von 3105 M auf 2740 M, Stabeisen von 3200 M auf 2840 M, Walzdraht von 3585 M auf 3160 M, Grobbleche von 4040 M auf 3595 M, Mittelbleche von 4775 M auf 4060 M, Feinbleche 1 bis 3 mm von 4840 M auf 4195 M, Bleche in dünneren Dimensionen von 4865 M auf 4260 M, Bandeisen von 3585 M auf 3185 M, Universaleisen von 3533 M auf 3175 M.

Entwicklung der Eisenpreise.

(pro Tonne)	vor dem Krieg	1.1.19	1.12.19	1.2.20	1.6.20[1]	1.8.20[2]
Rohblöcke	83,50	265	1430	2190	2435	2140
Vorgewalzte Blöcke	87,50	290	1465	2225	2655	2260
Knüppel	95	300	1500	2260	2725	2365
Platinen	97,50	305	1505	2265	2790	2410
Formeisen	112	320	1715	2565	3320	2740
Stabeisen	98—100	335	1745	2600	3200	2840
Walzdraht	117,50	350	2000	3120	3585	3160
Grobbleche	105	375	2260	3415	4040	3595
Mittelbleche	110	420	2545	3865	4775	4060
Feinbleche	125	460	3185	3935	4840	4195

[1]) Aufschlag für Siemens-Martin-Ware M 100 pro Tonne.
[2]) Aufschlag für Siemens-Martin-Ware M 65.

(Frkft. Ztg.)

Mitteldeutsche Ausstellung Magdeburg 1921.

In Magdeburg soll eine Ausstellung veranstaltet werden, die die Bedeutung der mitteldeutschen Landstriche vor Augen führen soll. Die Ausstellung wird deshalb mit ihrer 3. Abteilung „Arbeit", die sich auf der Bodenbeschaffenheit bzw. auf den Bodenschätzen Mitteldeutschlands aufbauenden Wirtschaftsarten und Industrien umfassen, wie das Bergbauwesen, die Wasserwirtschaft und Binnenschiffahrt, die Land- und Forstwirtschaft und die chemischen Industrien. Insbesondere verweist die Ausstellung auf die haushälterische Auswertung aller noch brach liegenden Kräfte und Rohstoffe und auf die Förderung der Kanalisierungspläne. Die 1. und 2. Abteilung ist dem Siedlungswesen und der Sozialfürsorge gewidmet. Anmeldungen werden entgegengenommen von der Mitteldeutschen Ausstellung, Magdeburg, Kaiserstr. 30I, Telephon Nr. 8423. B.

PERSONALIEN.

Prof. Dr.-Ing. W. Schachenmeier verläßt die Technische Hochschule in Karlsruhe, um einem Rufe der Technischen Hochschule München auf den Lehrstuhl für Statik und Eisenbau zu folgen.

Die Karlsruher Hochschule bedauert den Weggang Schachenmeiers und wünscht ihm auf dem Münchener Lehrstuhl denselben Erfolg, den er bisher in der leider nur kurzen Zeit in Karlsruhe aufzuweisen hat. P.

PATENTBERICHT.

(Wegen der Vorbemerkungen (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 10. VI. 1920.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 70 841. Heinrich Kiebel, Senftenberg N.-L., Unter dem Bagger angeordnete Vorrichtung zum seitlichen Verschieben von Bagger- u. dgl. Gleisen. 4. XI. 19.

Kl. 19 b, Gr. 6. C 27 618. Richard Chemnitz, Leipzig, Leplaystr. 6. Straßenkehrmaschine für Handbetrieb. 1. X. 18.

Kl. 80 a, Gr. 36. G 49 208. Heinrich Groß, Görlitz, Fischerstr. 7. Selbsttätiger Abschneider für Strangpressen. 27. IX. 19.

Kl. 80 b, Gr. 9. N 17 614. Dr. Wilhelm Bünte, Hannover-Linden, Deisterstr. 8 und Dr. Wilhelm North, Hannover, Schillerstraße 32. Verfahren zur Herstellung wasserfester Kieselgur. 23. XI. 18.

Kl. 80 b, Gr. 15. B 86 917. Willem Jacobus de Bas, Haag, Holland; Vertreter: Patentanwälte Dipl.-Ing. H. Caminer, Berlin W 66 und Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Verfahren zur Erzeugung von den natürlichen gleichkommenden Musterungen in Kunststeinmassen. 24. VII. 18. Holländische Priorität vom 2. IV. 17.

Kl. 85 d, Gr. 1. H 74 533. Albert Hempel, Königsberg i. Pr. Brahmstraße 42. Vorrichtung zur Erweiterung von Brunnen. 7. VI. 18.

Kl. 85 e, Gr. 9. M 66 195. Michelbacher Hütte A. Passavant, Michelbach, Nassau. Vorrichtung zum Entfernen der aus Abwässern eines Sinkkastens ausgeschiedenen Schwimm- oder Schwebestoffe; Zusatz zu Patent 290 623. 15. VII. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. VI. 1920.

Kl. 20 i, Gr. 3. M 68 749. F. Meyer, Köln, Lütticher Str. 27. Vorgeschobenes Abzweigungsweichensignal. 25. III. 20.

Kl. 35 b, Gr. 1. M 67 266. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Kabelkran. 29. X. 19.

Kl. 35 b, Gr. 4. M 68 916. Maschinenbau-Akt.-Ges. vorm. Beck & Henkel, Cassel. Elektrisch betriebener Eisenbahndrehkran. 9. IV. 20.

Kl. 37 a, Gr. 4. B 86 256. Christian Bayer, Frankfurt a. M., Sindlinger Str. 20. Hohlwand aus Platten und Hohlsteinen für Verstärkungspfeiler. 1. V. 18.

Kl. 80 a, Gr. 7. P 38 144. Carl Peschke, Maschinenfabrik, Zweibrücken. Mischtrommel für Beton, Mörtel u. dgl. 28. VII. 19.

Kl. 80 a, Gr. 33. P 35 465. Fa. A. C. Pohlmann, Wandsbek. Vorrichtung zur Herstellung von Rohren aus Zement o. dgl. 1. II. 17.

Kl. 80 a, Gr. 45. R 47 152. Emil Richter, Liebeschitz bei Saaz in Böhmen; Vertreter: Patentanwälte H. Springmann, E. Herse und Fr. Sparkuhle, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Asbestschiefer u. dgl. 12. II. 19. Österreichische Priorität vom 11. III. 18.

Kl. 80 b, Gr. 1. B 86 442. Gustav de Bruyn, Köln-Ehrenfeld, Overbeckstr. 51. Mörtel zum Verbinden von Wandplatten, Gipsdielen u. dgl. 25. V. 18.

Kl. 80 b, Gr. 1. G 50 173. Dr. Artur Guttmann, Düsseldorf, Ludendorfstr. 27. Verfahren zur Herstellung eines schwindrißfreien Betons. 28. I. 20.

Kl. 80 b, Gr. 2. J 19 183. Julius Joachim, Thomasiusstr. 10 und Johannes Schulte, Konstanzer Str. 64, Berlin. Verfahren zur Herstellung von treibfreiem Trockenkalk. 20. II. 19.

Kl. 80 b, Gr. 17. B 86 433. Gustav de Bruyn, Köln-Ehrenfeld, Overbeckstr. 51. Verfahren zur Herstellung von Wandplatten, insbesondere für Zwischenwände aus Lehm. 25. V. 18.

Kl. 85 b, Gr. 1. W 49 586. Dr. Reinhold von Walther, Dresden, Münchener Str. 15. Verfahren zur Verhinderung des Rostens von mit Wasser in Berührung befindlichem Eisen. 6. VIII. 17.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 17. VI. 1920.

Kl. 20 g, Gr. 1. W 55 025. Dipl.-Ing. Franz Wagner, Dresden, Stephanienstr. 29. Drehbühne für beschränkten Raum. 16. IV. 20.

Kl. 37 b, Gr. 3. K 65 455. Friedrich Kompe, Kiel-Gaarden, Sandkrug 8. Ausspreizbarer räumlicher Träger. 30. I. 18.

Kl. 80 d. Gr. 1. St 31 254. Alfred Stapf, Berlin, Lützowstr. 62 und Hans Hundrieser, Berlin-Halensee, Joachim-Friedrich-Str. 27. Bohrervorschub für Gesteinsbohrer; Zusatz zu Patent 310 206. 12. VI. 18.

Kl. 81 e, Gr. 25. K 67 520. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12 und Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf bei Berlin, Sophie-Charlotte-Str. 11. Vorrichtung zum Umschütten von Baggergut aus einem Bagger in die Wagen einer Kettenbahn. 9. XI. 18.

Kl. 85 c, Gr. 6. D 32 119. Dortmunder Abwasser-Reinigungs-Gesellschaft, Dortmund. Verfahren und Vorrichtung zum Reinigen von Abwässern in Klärbrunnen. 5. XI. 15.

Kl. 85 c, Gr. 6. Z 10 876. A. Zeis, Berlin, Gleditschstr. 53. Abwasserkläranlage, bestehend aus Klärräumen, unter diesen befindlichen und durch Schwimmerventile von diesen automatisch abschließbaren Schlammräumen und einem gemeinschaftlichen Schlammausfaulraum mit Schlammheber. 4. IV. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 21. VI. 1920.

Kl. 20 k, Gr. 9. S 50 483. Siemens-Schuckert-Werke, G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Fahrleitung mit Kettenlinienaufhängung für Gleiskrümmungen. 1. VII. 19.

Kl. 65 a, Gr. 3. W 51 355. Kieler Eisenbeton-Werft A.-G., Neumühlen-Dietrichsdorf. Verfahren zum Bau von Eisenbetonschiffen. 2. IX. 18.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. VI. 1920.

Kl. 5 d, Gr. 9. 324 792. W. Weber & Co., Gesellschaft für Bergbau, Industrie und Bahnbau, Wiesbaden. Ein für Tief- oder Hochbagger durchfahrbar ausgebildeter Spültrichter für Spülversatzgut. 25. XI. 19. W 53 905.

Kl. 19 a, Gr. 28. 324 870. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Vorrichtung zum seitlichen Verschieben von Gleisen durch vorwärtsbewegte, an einer Schiene angreifende Rollen oder Knaggen. 18. I. 16. L 43 781.

Kl. 19 a, Gr. 28. 324 992. Eugen und Erich Kästl, Sulingen, Hannover. Durch Druckluft betätigter Schraubenschlüssel. 12. III. 14. K 58 137.

Kl. 20 i, Gr. 11. 324 925. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., A.-G., Braunschweig. Antrieb für Weichen u. dgl. mit Verriegelungsvorrichtung. 21. XII. 19. E 24 695.

Kl. 35 d, Gr. 2. 324 938. Heinrich Freitag, Neuenkirchen, Kr. Soltau. Fahrbare Hebelade zum Anheben von Wagenrädern. 1. V. 19. F 44 542.

Kl. 37 a, Gr. 5. 324 810. Alfons Anker, Berlin-Wilmersdorf, Prinzregentenstr. 92. Lehmwand. 6. VI. 19. A 31 850.

Kl. 37 b, Gr. 2. 324 941. Wilhelm Sayn, Wiesbaden, Friedrichstr. 57. Verfahren zur Herstellung von Glasplatten für Bauzwecke. 31. V. 19. S 50 266.

Kl. 37 b, Gr. 3. Eiliff Graff, Essen-Bredeney, Graf-Spee-Str. 9. Betonsäule. 25. VII. 18. G 46 927.

Kl. 37 b, Gr. 4. 324 943. Wilhelm Lehmann, Heinrich Thomas und Robert Bahn, Magdeburg, Wilhelmstr. 19. Bewehrungsgitterträger. 18. VII. 19. T 22 947.

Kl. 37 c, Gr. 8. 324 684. Georg Albert, Essen, Bismarckstr. 33. Sprosseneisen in Z-Form. 27. VII. 18. A 30 785.

Kl. 37 c, Gr. 11. 324 685. Hans Dehn, Nürnberg, Rennweg 13. Vorrichtung zum Festlegen von Blitzableiterdraht auf Dachziegeln. 17. VII. 18. D 34 729.

Kl. 80 a, Gr. 1. 324 850. Max Liebscher, Meißen, Sa. Maschine mit fräserartigen Werkzeugen zum Abbauen von Erdschichten, wie Lehm, Ton u. dgl. 15. III. 19. L 47 909.

Kl. 80 a, Gr. 7. 324 975. Willy Pletsch, Neustadt a. d. H. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Mörtel und Beton und Förderung nach hochgelegenen Verbrauchsstellen. 1. IV. 19. P 37 619.

Kl. 80 a, Gr. 42. 324 976. Giacomo Marzo, Aigle, Waadt (Schweiz); Vertreter: Patentanwalt B. Bomborn, Berlin SW 61. Auseinandernehmbare Form für die Herstellung von zwei verschiedenen Arten von gewölbten Hohlkörpern aus Eisenbeton. 30. XII. 17. M 62 354. Schweizer Priorität vom 18. XII. 16.

Kl. 84 c, Gr. 2. 324 910. Wilhelm Michaelis, Charlottenburg, Kaiser-Friedrich-Str. 11. Im Erdreich herzustellender Betonpfahl, bei dem die in dem Pfahlloch stehende, flüssige Betonsäule in das umschließende Erdreich gepreßt wird. 1. XII. 15. M 58 836.

Kl. 84 d, Gr. 2. 324 779. Max Grichtolik, Buer-Scholven, Strauchweg 9 und Johann Hartmann, Hamborn, Rhld., Grünstr. 159. Fahrbare Maschine für Herstellung von Rohr- u. dgl. Gräben. 25. VI. 16. G 44 146.

Kl. 85 c, Gr. 6. 324 979. Heinrich Hoose, Herne i. W. Vorrichtung für die Fettabscheidung in Abwasseranlagen (städtischen Kanalnetzen, Fabrikkanälen u. dgl.) 26. I. 18. H 73 622.

Kl. 85 c, Gr. 6. 324 980. Wilhelm Gutsche, Grätz, Polen. Vertreter: Frau Elise Steulmann, Breslau, Tiergartenstr. 83/85. Faulkammeranlage für die Abwasserreinigung. 6. XI. 18. G 47 353.

Kl. 85 d, Gr. 1. 324 911. Julius R. Müller, Bremen, Donaustr. 47. Rohrbrunnenfilter aus Blech. 8. III. 17. M 61 001.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 21. VI. 1920.

Kl. 19 c, Gr. 2. 325 236. Dr. Filip Katona, Budapest, Ungarn; Vertreter: Patentanwälte H. Springmann und E. Herse, Berlin SW 61. Eiseneinlage für Eisenbetonstraßen. 11. I. 17. K 63 543. Ungarische Priorität vom 2. V. 16.

Kl. 19 c, Gr. 7. 325 320. Carl Zwinkau, Berlin, Zossener Str. 50. Anschluß des Plasters an den Straßenbahnoberbau. 1. XII. 18. Z 10 682.

Kl. 20 g, Gr. 1. 325 240. Heinrich Grote, Nordenham, Oldenburg. Vorrichtung zum Handbewegen von Loren von einem Gleis auf ein rechtwinklig dazu laufendes Gleis. 19. XI. 19. G 49 611.

Kl. 37 a, Gr. 4. 325 256. Heinrich Schmetz, Altenessen, Altenessener Str. 259. Hohlwand aus Betonstützen und in deren Nuten eingreifenden Platten. 8. VIII. 18. Sch 53 575.

Kl. 37 b, Gr. 1. 325 424. Johannes Dittmer, Berlin-Steglitz, Uhlandstraße 8. Baustein mit mehreren im Querschnitt neben einander liegenden Hohlräumen. 15. III. 19. D 35 567.

Kl. 37 c, Gr. 11. 325 092. Richard Fröhlich, Elbing, Brückstr. 13. Mit einem Schneidedraht versehene Vorrichtung zum Zerschneiden von Dachpappe. 5. II. 18. F 42 774.

Kl. 37 f, Gr. 1. 325 344. Panagiotis Aravantinos, Genthiner Str. 13 und Georg Brandt, Dorotheenstr. 3, Berlin. Bühnenhaus mit fahrbaren Dekorationsträgern. 8. V. 18. A 30 522.

Kl. 37 f, Gr. 4. 325 345. Franz Scherrer, Büro für Hochbau und Kunstgewerbe, Berlin. Verbindung für die Wandplatten doppelwandiger zerlegbarer Bauwerke. 20. I. 16. Sch 49 526.

Kl. 42 a, Gr. 3. 325 257. Mehmed Atif, München, Luisenstr. 51. Stangenzirkel. 19. X. 19. A 32 408.

Kl. 42 a, Gr. 7. 325 094. Dipl.-Ing. Erich Mrongovius, Berlin, Alt-Moabit 108. Zirkel. 4. VII. 19. M 66 100.

Kl. 42 a, Gr. 9. 325 347. Ludwig Maurer, Oppenheim a. Rh. Burgstr. 2 und Kurt Horn, Kiel-Wik. Reißfederfüller. 11. III. 19. M 65 046.

Kl. 42 a, Gr. 16. 325 102. Wilhelm Hartmann, Berlin-Grunewald, Trabener Str. 2. Storchschnabel mit Führungsschiene für den Fahr- und Werkstift. 12. X. 19. H 78 598.

Kl. 42 a, Gr. 20. 325 258. Karol Pokorny, Prag; Vertreter: Patentanwalt F. Schwenterley, Berlin SW 11. Vorrichtung zum Zeichnen von aufeinander senkrecht stehenden Liniengruppen. 22. XI. 18. P 37 230.

Kl. 42 a, Gr. 20. 325 259. Karl Wollenhaupt, Meister-Gerhardt-Str. 33 und Friedrich Zöllner, Gilbachstr. 17, Köln a. Rh. Kreisbogenzieher. 22. V. 18. W 50 846.

Kl. 80 b, Gr. 16. 325 297. Adolf Scholler, Berndorf, N.-Österr. Vertreter: Patentanwalt O. E. Zoepke, Berlin W 9. Als Ersatz für Korkstein verwendbarer Baustein. 27. IX. 19. Sch 56 310.

Kl. 80 d, Gr. 1. 325 382. Alfred Stapf, Berlin, Lützowstr. 62 und Hans Hundrieser, Berlin-Wilmersdorf, Joachim-Friedrich-Straße 27. Gesteinskernbohrer; Zusatz zum Patent 315 956. 18. III. 19. St 31 807.

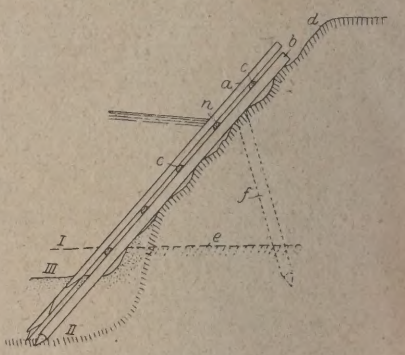
C Auszug aus einer Patentschrift.

Kl. 54 a, Gr. 2. 932 737. August Seboldt in Fürstenwalde. Uferdeckung aus nachsinkenden Bohlen mit Gleitunterbau. Patentiert vom 26. Januar 1919 an. (Patentschrift ausgegeben am 1. Mai 1920.)

Die Erfindung bezweckt einen Uferschutz mittels einer Uferdeckung, welche an den vom Wasser angegriffenen Stellen bei Vertiefung der Sohle leicht nachsinken kann. Zwar ist bereits vorgeschlagen worden, Dielen in gleicher Längsrichtung mit der Böschungslinie auf einer ein Gleiten gestattenden Unterlage zu verlegen und durch mehrere über ihre Oberfläche gespannte Drahtseile an der Böschungsfläche niederzuhalten.

Doch hat diese Uferbefestigung gewisse Nachteile, die in einfacher Weise beseitigt werden sollen. Die Bohlen oder Dielen a (s. die Abb.), deren Querschnitt ein gleichschenkliges Trapez ist, werden in der Richtung der Böschung dicht nebeneinander auf eine ihr Gleiten ermöglichende Unterlage gelegt. Der Fuß der Dielen hat die Form eines Keiles, schneidet also in die Sohle ein. Dadurch, daß die Dielen abwechselnd mit der schmalen und der breiten Seite nach oben verlegt werden, wird ein Auseinanderspreizen der Dielenfüße vermieden. Wo es doch befürchtet wird, kann man durch ein kleines Eisenstäbchen u verhindern, das in der schmalen Parallelfläche der Diele befestigt wird, wagrecht etwas über den Rand hinausragt und dadurch die Nachbardiele am Aufstehen hindert.

Die Unterlage für die Dielen besteht zweckmäßig aus wagrechten Halbrundhölzern c auf Unterlagshölzern b, die in der Richtung der Böschung d aufgenagelt sind. Wo eine Hinterfüllung durch Aufschwemmung hinter der künftigen Böschung erst erwartet wird, wie zuweilen bei Flußverbesserungen, wird das Holzwerk b, c mittels Stützen f auf der Sohle e aufgestellt. In allen Fällen wird durch die Sohlenbewegung selbst der Fuß der Uferdeckung mit der Zeit sich immer tiefer eingraben. Hat die Diele durch ständiges Nachrutschen aus der Lage I nach II ihre größte Tiefe II erreicht, so gräbt eine folgende Sohlenerhöhung den Fuß ein. Sinkt späterhin die Sohle unter II, so kann wiederum die Diele ungehemmt gleichzeitig mit der Vertiefung nachsinken. Als Baustoff für die Diele wird am zweckmäßigsten Eisenbeton gewählt.



BÜCHBESPRECHUNG.

Handbuch der Hydrologie. Wesen, Nachweis, Untersuchung und Gewinnung unterirdischer Wasser: Quellen, Grundwasser, unterirdische Wasserläufe, Grundwasserfassungen. Von Prinz, Zivil-Ingenieur. Berlin 1919. Verlag von Julius Springer, Berlin.

Die vorliegende Arbeit ist dem Andenken des Altmeisters der Hydrologie, A. Thiem, gewidmet. Hervorgegangen aus der Schule A. Thiem's und mit dem Rüstzeug, das eine mehr als 30-jährige Tätigkeit als Hydrologe verleiht, ausgestattet, geht der Verfasser an die Arbeit, allen, die mit unterirdischem Wasser zu tun haben dem in der Praxis stehenden Ingenieur sowohl als auch dem Studierenden an der Technischen Hochschule, dem Hygieniker, dem Verwaltungsbeamten, in dessen Aufgabenkreis das Wasserversorgungswesen gestellt ist, und letzten Endes auch dem Juristen eine klare Antwort auf alle die Fragen zu geben, welche aus der Wasserversorgung mit Grundwasser erstehen. Durch eine wohldurchdachte, in einwandfreiem Deutsch geschriebene, zusammenhängende Darstellung der Hydrologie, der Erforschung und Nutzbarmachung des unterirdischen Wassers, erfüllt er diese Absicht in vorzüglicher Weise. Dies ist eine um so bedeutungsvollere Tatsache, als es bisher an einer allgemein verständlichen Arbeit gefehlt hat, welche den genannten Personenkreisen als Handbuch hätte dienen können.

Prinz unterscheidet einleitend zwischen Grundwasser und unterirdischen Wasserläufen. Als Grundwasser will der Verfasser das sich in einem porösen Untergrund bildende Wasser verstanden haben, während er als unterirdische Wasserläufe einen zusammenhängenden Flüssigkeitskörper bezeichnet, der ähnlich den oberirdischen Wasserläufen in den Spalten, Klüften, Höhlen und sonstigen unterirdischen Gerinnen eines festen Gebirges auftritt. Wenn auch die Grenzen zwischen den beiden Begriffen fließen, so kann doch diese Zweiteilung gutgeheißen werden, weil der gesundheitliche Wert der beiden Wasserarten oft ein sehr verschiedener ist. Im allgemeinen ist das Grundwasser infolge der reinigenden und ausgleichenden Wirkung der grundwasserführenden Schicht dem Wasser des unterirdischen Wasserlaufes überlegen.

Prinz bespricht kurz die auch für den Ingenieur außerordentlich interessante Frage der Entstehung des unterirdischen Wassers. Wenngleich er mir bei der Besprechung des juvenilen Wassers vorwirft, daß ich auch Süßwasserquellen als juvenil hingestellt hätte, wo es sich zweifellos um vadoses Wasser gehandelt habe, so bleibe ich nach wie vor auf dem Standpunkte stehen, daß eine Reihe von Wasserwerken im Jahre 1911 die Wasserklemme nur dadurch so gut zu überstehen vermochten, daß ihnen juveniler Zutrag aus der Tiefe zur Verfügung stand. Mit Recht betont Prinz, daß auch die praktische Hydrologie an der einwandfreien Erfassung des Entstehungsvorganges unterirdischen Wassers ein erhebliches Interesse hat. Aus der zweifelsfreien Erforschung der hier spielenden Vorgänge wird auch die Praxis entsprechenden Gewinn ziehen können.

In klarer Weise beschreibt Prinz den geo-hydrologischen Aufbau des grundwasserführenden Untergrundes und die Anzeichen von Grundwasser für dessen Aufsuchung.

Nach der Besprechung der Vorrichtungen zur Messung von Wassermengen erläutert er die mittelbare und unmittelbare Bestimmung der Grundwassermengen. Bei der unmittelbaren Bestimmung setzt er die Messung natürlicher Quellergiebigkeiten und den Versuchsbrunnenbetrieb mit allen einschlägigen Fragen ausführlich auseinander. Bei der mittelbaren Bestimmung der Grundwassermengen ist neben den Ausführungen über die unterirdischen Wasserscheiden die Bestimmung der Menge aus Durchflußquerschnitt und Geschwindigkeit von besonderem Interesse. Die Ausführungen über den Durchlässigkeitsbeiwert „k", wobei auch die Ermittlung der spezifischen Ergiebigkeit nach A. Thiem die richtige Beurteilung erfährt, und über die Bestimmung der Grundwassergeschwindigkeit enthalten viel eigene wertvolle Erfahrungen. Bei der Besprechung der Theorie der Grundwasserbewegung wird nur das Darcy'sche Gesetz erörtert. Wenn auch den Folgerungen von Prinz über die Anwendbarkeit dieses Gesetzes beizupflichten ist, so vermisse ich doch, daß Prinz nicht auch das Smreker'sche Widerstandsgesetz zur Darstellung gebracht und so dem in der Praxis stehenden Ingenieur die Möglichkeit geboten hat, sich über die Einwendungen Smrekers gegen das Darcy'sche Gesetz zu unterrichten. Aus der Prinz'schen Begrenzung der Verwendungsmöglichkeit des Darcy'schen Gesetzes ergibt sich von selbst die Frage, welches Gesetz denn beim Versagen des genannten Gesetzes zur Anwendung gebracht werden kann. In solchen Fällen gibt m. E. das Smreker'sche Widerstandsgesetz ein brauchbares Mittel zur Bestimmung der Grundwassermengen an die Hand.

Im nächsten Hauptabschnitt werden sodann die unterirdischen Wasserläufe ausführlich dargestellt und der Bestimmung deren Wassermenge aus Durchflußquerschnitt und Wassergeschwindigkeit die richtige Beachtung geschenkt.

Ich habe bedauert, daß Prinz bei Besprechung der Aufsuchung von Grundwasser und unterirdischen Wasserläufen nicht auch der Wünschelrute eine kurze Darstellung gewidmet hat. Wenn auch die Erforschung der hier spielenden Vorgänge in erster Linie Sache des Physiologen, Psychologen und Geologen ist, so kommt der Ingenieur häufig genug in die Lage, mit Wünschelrutengängern zusammenzuarbeiten. Ein Handbuch muß ihn daher über das Grundsätzliche auch dieser Frage unterrichten. Bei der noch erforderlichen Klärung der Wünschelrutenfrage wird auf die Mitarbeit der Hydrologen nicht verzichtet werden können.

Die physikalische, chemische bakteriologische und biologisch-mikroskopische Untersuchung des unterirdischen Wassers unter besonderer Darstellung der reinigenden Wirkung des natürlich gewachsenen Bodens ist in einem weiteren, umfassenden und verständlich geschriebenen Teile des Buches behandelt.

Dem Wasserversorgungstechniker ist der Abschnitt über die Fassung von Grundwasser von besonderem Interesse. Die technischen Vorarbeiten, der Versuchsbrunnen, sowie alle bei Anlegung von Grundwasserfassungen sich ergebenden Fragen werden hier ausführlich und in einer von reicher Erfahrung zeugenden Weise besprochen. Über die künstliche Erzeugung von Grundwasser ist in einem besonderen Abschnitt die Rede.

Die Prinz'sche Abhandlung schließt mit einem Hinweise auf die Unterhaltung und Förderung der wasserbildenden Größen des unterirdischen Wasserhaushaltes. Als natürliche Hilfsmittel einer guten Wasserwirtschaft erwähnt er die Erhaltung mineralischer, filternd wirksamer Bodenbedeckung, Schonung und Pflege vorhandener Bodenpflanzen und Unterlassung von Düngung mit tierischen Stoffen. Als künstliche Mittel erwähnt er u. a. das Anlegen von Abflußhindernissen, Stauvorrichtungen und Talsperren sowie die künstliche Erzeugung von unterirdischem Wasser durch Errichtung besonderer Sickeranlagen.

Den Wert des Buches, das vom Verlage prächtig ausgestattet worden ist, erhöhen sehr viel gute Zeichnungen und Abbildungen sowie mehrere Zahlentafeln.

Dem von Prinz angekündigten zweiten Teile der Arbeit, in welchem er alle die hydrologischen Erscheinungen und Maßnahmen behandeln will, für welche sich allgemein gültige Sätze und Vorschriften nicht aufstellen lassen, darf man mit Spannung entgegensehen.

Oberingenieur und Privatdozent Dr.-Ing. Heilmann-Dresden.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang 15. September 1920 Heft 17

DIE DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Die am 4. Mai im großen Sitzungssaal des Vereins deutscher Ingenieure versammelten Fachgenossen haben, wie im Heft 10 dieser Zeitschrift berichtet wurde, die Notwendigkeit anerkannt, alle deutschen Bauingenieure zu gemeinschaftlicher wissenschaftlicher Arbeit zusammenzufassen. Aus den zahlreich vorliegenden Kundgebungen darf gefolgert werden, daß dieses Bedürfnis nicht nur von denjenigen empfunden wird, die an jener Gründungsversammlung teilnahmen, sondern daß in allen Kreisen die Überzeugung herrscht, daß die bisherigen Organisationen in keiner Weise der Bedeutung des Faches für das öffentliche Leben entsprachen. Allein schon die Tatsache, daß die Zersplitterung in der Veröffentlichung wissenschaftlicher Arbeiten es jedem Fachmann außerordentlich erschwert, einen Überblick zu gewinnen über das, was an Erfahrungen gesammelt wird, legt den Gedanken nahe, durch Zusammenfassung möglichst aller Arbeiten in einem Organ die wissenschaftlichen Ziele des Bauingenieurs zu fördern. Es war daher dankenswert zu begrüßen, daß die Gründer dieser Zeitschrift und deren Verlag sich von Anfang an bereit erklärten, den „Bauingenieur" in den Dienst der Sache zu stellen.

Damit das Samenkorn, das allem Anscheine nach auf fruchtbaren Boden gefallen ist, sich zu einem kräftigen Baum entwickele und Früchte trage, ist es aber notwendig, daß im ganzen Reich jeder Bauingenieur sein Interesse an der Gesellschaft durch seine Bereitwilligkeit, ihr beizutreten, zunächst bekunde. Damit ist aber nur der erste Schritt getan, eine gedeihliche Entwicklung der Gesellschaft ist nur durch Mitarbeit aller ihrer Mitglieder denkbar. An Anregungen zur Mitarbeit fehlt es gerade in der jetzigen Zeit keineswegs. Die wirtschaftlichen Umwälzungen, die Kohlennot, der Mangel an Baustoffen jeglicher Art, die Transportschwierigkeiten drängen gebieterisch, nicht abseits zu stehen, sondern sich zur Mitarbeit die Hand zu reichen.

Deutschland ist ein armes Land geworden. In vielen, leider zu vielen Kreisen ist der Glaube verbreitet, daß mit dem geringsten Maß von Arbeit bei höchster Entlohnung der Weg zu besseren Zeiten gebahnt werden könne. Wer jedoch Gelegenheit hat, zu beobachten, mit welchem Eifer und mit welchem Pflichtbewußtsein an unseren Hochschulen gearbeitet wird, der wird an dem Glauben nicht irre werden, daß wir schließlich nach Überwindung der schweren Krankheit einem Gesundungsprozeß entgegengehen. Unsere jungen Bauingenieure sind dazu berufen, ihren Teil an der Wiedererstarkung der Arbeitswilligkeit beizutragen. Es ist aber die Pflicht der älteren, im praktischen Leben stehenden Fachgenossen, diesem jungen Nachwuchs die Wege dadurch zu ebnen, daß wir ihm einen Sammelpunkt geben, an dessen Zugehörigkeit er auch, wenn die Verhältnisse viele zwingen, ins Ausland zu gehen, einen dauernden Halt findet, und daß wir diesen Nachwuchs frühzeitig zur Mitarbeit unserer Gesellschaft heranziehen. Die meisten Ingenieure, die die Hochschule verlassen, sind sich dessen bewußt, daß sie mit dem Abschluß des Hochschulstudiums lediglich mit dem Rüstzeug ausgestattet in das praktische Leben treten, um durch eifrige Arbeit sich die Stellung zu erringen, zu der ihre Fähigkeit, ihr Pflichtbewußtsein, ihr Eifer ihnen verhelfen sollen. Den meisten wird der Zusammenhang der Dinge erst klar erkennbar, wenn sie, im praktischen Leben stehend, über Ursache und Wirkung nachdenken. Das ist aber gerade die Grundlage der wissenschaftlichen Arbeit. Es war daher eine glückliche Anregung, durch Schaffung einer Mitgliedschaft für Junioren den Studierenden an unseren Hochschulen Gelegenheit zu geben, an den wissenschaftlichen Zielen der Gesellschaft für Bauingenieure teilzunehmen. Sie sollen frühzeitig erkennen, daß jeder, der im praktischen Leben wirkt und mit offenen Augen an der Lösung praktischer Aufgaben arbeitet, in der Lage ist, einen Baustein zur Ausgestaltung unserer Wissenschaft beizutragen. Es ist ein Irrtum, wenn man Wissenschaft und praktische Erfahrung als wesensfremde Dinge, oder gar, wenn man Theorie und Wissenschaft als Gegensätze betrachtet, die nicht auf einen gemeinsamen Nenner gebracht werden können. Eine Theorie, die lediglich abstrakten Gedankengängen entsprungen ist und durch die Erfahrung Lüge gestraft wird, mag als Phantasie manchen Reiz haben, für die technische Wissenschaft werden solche Theorien aber stets unfruchtbares Ödland bleiben.

So erscheint das Ziel unserer Gesellschaft, Förderung wissenschaftlicher Arbeit, nur durch zielbewußtes Zusammenarbeiten aller Kräfte erreichbar.

Es muß auch die Abneigung überwunden werden, Mißerfolge zur Sprache zu bringen. Jeder praktisch veranlagte Mensch ist befähigt und imstande, sich die Naturkräfte dienstbar zu machen und technische Aufgaben zu lösen. Der wissenschaftlich gebildete Ingenieur allein ist aber in der Lage, die Grenzen zu erkennen, die er mit dem geringsten Aufwand an Kraft und Mitteln erreichen kann. Leider pflegt man Mißerfolge mit einer Schuldfrage zu verquicken. Mancher, der durch Aufklärung der Ursachen eines Mißerfolges nicht nur die Wiederholung von Fehlern verhüten, sondern auch, und zwar sehr erheblich, zur Förderung der Wissenschaft beitragen könnte, scheut sich davor, seine Erfahrungen der Allgemeinheit zugänglich zu machen, weil vielfach die kritische Behandlung des Falles als eine Aufwerfung der Frage nach dem Schuldigen betrachtet oder zu unlauteren Zwecken von der Konkurrenz ausgebeutet werden könnte.

Die gewaltigen Erfolge der deutschen Industrie sind nicht in letzter Linie der Opferwilligkeit der Träger dieser Industrie zuzuschreiben, die stets zu Opfern zur Erprobung technischer Neuerungen bereit waren. Auf dem Gebiet des Bauingenieurwesens finden wir häufig eine offenkundige Abneigung gegen Neuerungen. In zahlreichen Fällen werden wertvolle Erfindungen mit einer an offene Feindseligkeit grenzenden Ablehnung behandelt, obgleich der wirtschaftliche Erfolg, den ein Versuch in Aussicht stellt, offenkundig ist. Da wird sich die Gesellschaft für Bauingenieure ein Feld der Betätigung eröffnen, das für die Förderung der Wissenschaft und für unser wirtschaftliches Leben bedeutsam genug erscheint.

So möge in den weitesten Kreisen der auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens tätigen Fachgenossen die Überzeugung Platz greifen, daß durch Zusammenfassen aller Kräfte das hohe Ziel, das den Gründern der Gesellschaft für Bauingenieure vorschwebte, nicht nur erreicht werden kann, sondern zum Besten aller auch erreicht werden muß.

Die Mitarbeit aller ist aber hierzu unbedingte Voraussetzung.

G. de Thierry.

ST. VINCENT-BRÜCKE BEI SANTOS (BRASILIEN).

Von C. Winterkamp, Dortmund.

Kurz vor Ausbruch des Weltkrieges, am 21. Mai 1914, erfolgte die Übergabe und Einweihung der vorbezeichneten Brücke, welche in der Nähe von Santos (Brasilien) die Insel St. Vincent mit dem Festlande verbindet. Schon lange bestand in der Comissão Saneamento-São Paolo die Absicht, zum Zwecke der Überführung von Wasserleitungen eine Überbrükkung der Meerenge anzulegen, bis dann im Oktober 1910 der Auftrag auf Entwurf, Lieferung und Aufstellung dieser Brücke an die Firma Aug. Klönne, Dortmund, erteilt wurde.

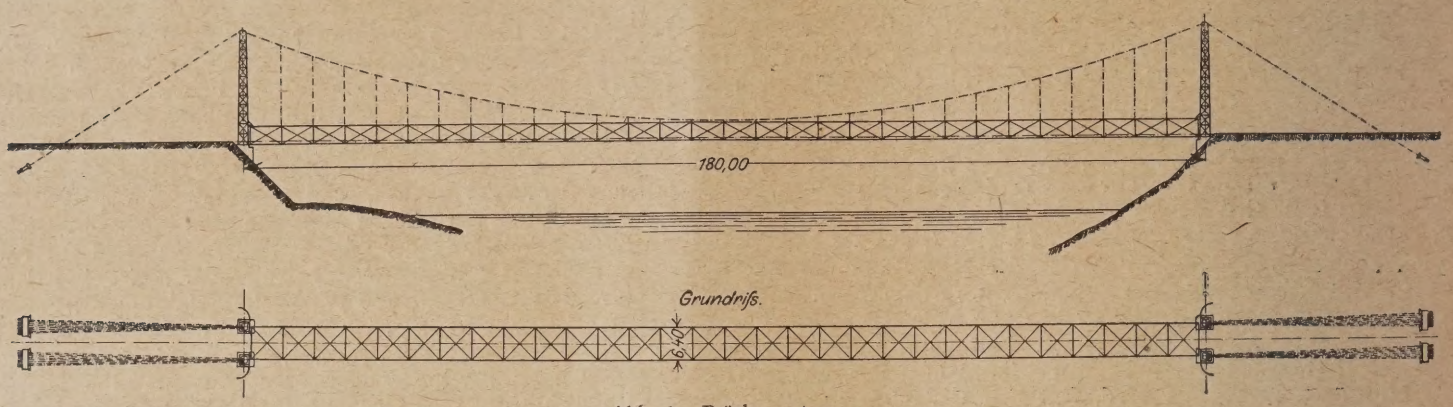


Abb. 1. Brückensystem.

Mit Rücksicht auf die zur Verfügung stehenden beschränkten Mittel sollte die Brücke errichtet werden zur Überführung von 3 Wasserrohrleitungen von je 400 mm Lichtweite. Als jedoch die Entwurfsarbeiten noch nicht zu Ende geführt waren, entschloß man sich, die Bedingungen zu erweitern und die Brückentafel so auszubauen, daß außer den 3 Rohrleitungen eine doppelspurige Verkehrsstraße für leichten Kraftwagenverkehr (Wagen bis zu 6 t Dienstgewicht) oder vergleichsweise eine gleichmäßig verteilte Belastung von 100 kg/qm überführt werden konnte. Die Brückenfahrbahn sollte zur Ersparnis an Eigengewicht einfachen Pitchpinebohlenbelag von 5 cm Stärke erhalten.

Die Meerenge zwischen Insel und Festland konnte bei der vorhandenen großen Wassertiefe nur mit einer einzigen Spannung überbrückt werden. Der Bau von festen Aufstellungsgerüsten wäre kostspielig geworden. Infolgedessen kam bei der Wahl des Überbaues nur eine Hängebrücke mit Versteifungsträger in Frage, welche sich hier als besonders wirtschaftlich erwies, da die Rückhaltkabel in den Felsen der Uferabhänge vorteilhaft verankert werden konnten. Die Brücke erhielt die bemerkenswerte Stützweite von 180 m (Abb. 1). Der Abstand der fachwerkartigen Versteifungsträger beträgt 6,4 m, die Systemhöhe derselben 3,5 m, d. h. rund $^1/_{52}$ der Stützweite, die Höhe der Pylonen 20,9 m, die Pfeilhöhe der Tragkabel 15,5 m, d. h. rund $\frac{1}{11,6}$ der Stützweite, die Neigungswinkel der Rückhaltkabel 32°. Der Brückenquerschnitt ist aus Abb. 2 zu ersehen.

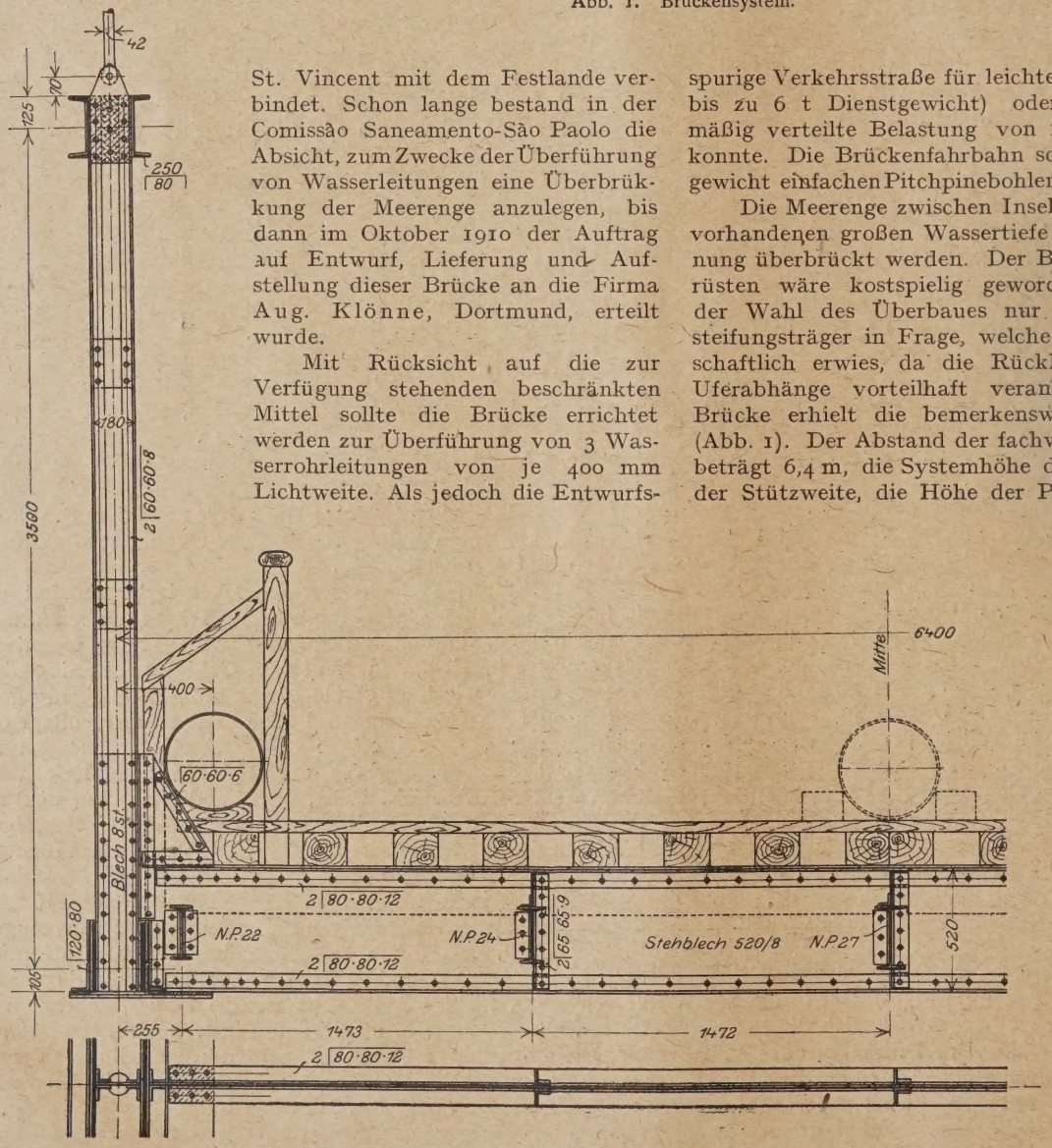


Abb. 2. Brückenquerschnitt. 1. Ausführung.

Bei der konstruktiven Durcharbeitung mußte weitgehendst Rücksicht genommen werden auf den Seetransport und auf die Anfuhr zur Baustelle. Um das Gewicht der Kabel in zulässigen Grenzen zu halten, erhielt jede Tragwand 6 nebeneinanderliegende Kabel von je 64 mm Ø. Jedes Kabel besteht aus einer Kernlitze mit 37 Drähten von 3 mm Ø und 6 Außenlitzen mit je 37 Drähten von 2,95 mm Ø und hat eine Bruchfestigkeit von

289 t. Das Material war Patent-Tiegel-Gußstahl von 180 kg/qmm Festigkeit. Die gespleißten Seilenden erhielten in bekannter Weise aufgegossene Seilköpfe mit Kugelflächen, welche ihren Auflagerdruck durch entsprechend ausgebildete

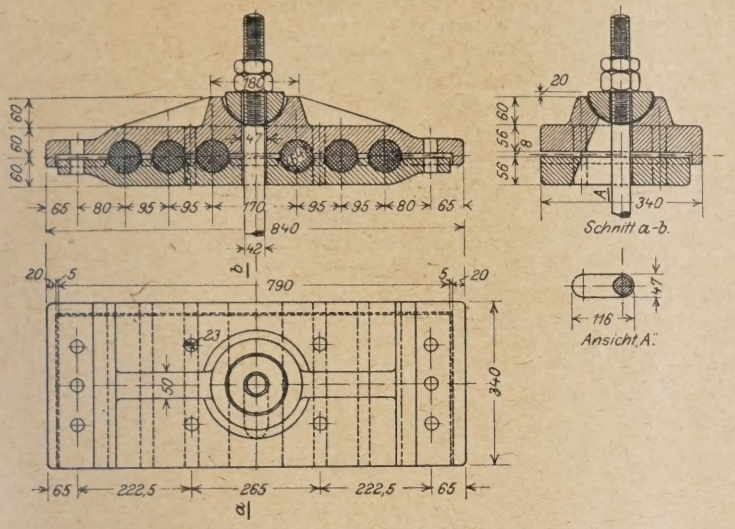


Abb. 3a. Befestigung der Hängestangen. 1. Ausführung.

Auflagerplatten auf die Ankerträger bzw. auf die Fundamente übertragen. Jedes auf Haspel aufgerollte Kabel von 282 m Länge ergab ein seemäßiges Kollo von 4900 kg. — Die konstruktive Durchbildung geht aus Abb. 3 a — 3 c hervor.

Bereits Mitte des Jahres 1911 war der vollständige Versand des gesamten Konstruktionsmaterials erfolgt, als die Behörde neue Erwägungen anstellte, statt des verhältnismäßig leichten Kraftwagenverkehrs nunmehr regelrechten Straßenverkehr mit

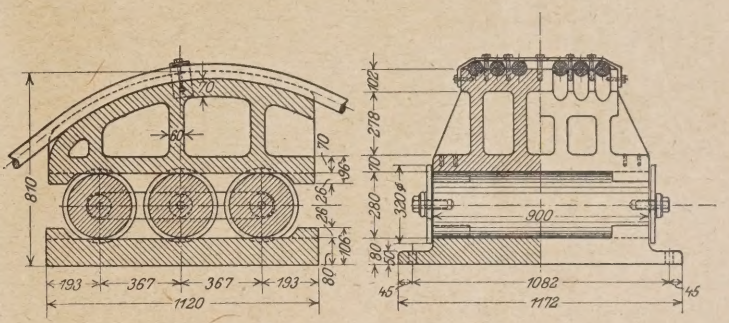


Abb. 3b. Pylonenauflager. 1. Ausführung.

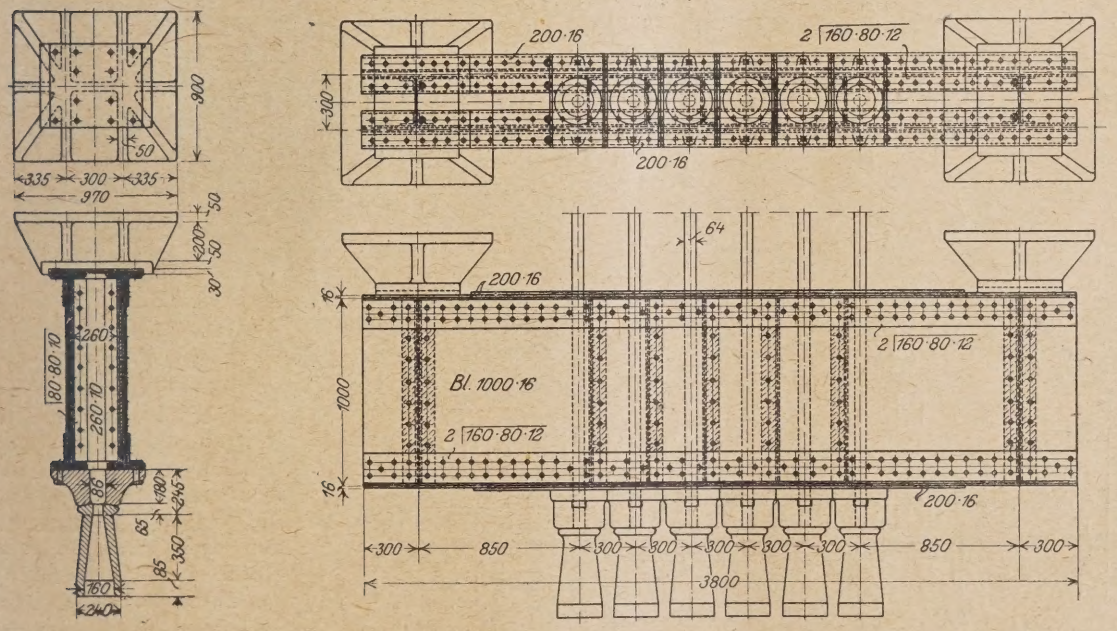


Abb. 3c. Kabelverankerung. 1. Ausführung.

elektrischer Straßenbahn über die Brücke zu leiten. Aber erst im Februar 1913 kam ein diesbezüglicher endgültiger Entschluß zustande. Hierdurch wurde die Firma Aug. Klönne, Dortmund, vor die Aufgabe gestellt, eine durchgreifende Umarbeitung des Entwurfes vorzunehmen, wobei zu berücksichtigen war, daß das bei Santos bereits lagernde baufertige Konstruktionsmaterial des ersten Entwurfes vollständig verwendet werden sollte — eine Aufgabe, bei der sich die großen Vorzüge des Eisenbaues gegenüber Bauweisen in anderen Baustoffen zeigten.

Für die neue Belastung kamen in Frage drei hintereinander gehängte Straßenbahnwagen von je 15 t Dienstgewicht mit umgebendem Menschengedränge von 100 kg/qm. Daneben war die Belastung durch einen Kraftwagen von 6 t Dienstgewicht mit umgebendem Menschengedränge von 250 kg/qm nur noch vergleichsweise für Fahrbahnteile anzusetzen. Von den Wasserrohrleitungen kam eine in Wegfall. Die beiden verbleibenden Rohre wurden auf seitlichen Konsolen außerhalb der Versteifungsträger gelagert, dabei wurde die Fahrbahn der Brücke in gesamter Breite für den Verkehr frei. Es ergab sich 4,85 m Nutzbreite für die Überführung der Straßenbahn mit seitlichem Wagenverkehr und außerdem 1,1 m Nutzbreite für einen Fußsteig. Der frühere einfache Fahrbahnbelag von 5 cm Stärke auf Querschwellen erhielt einen besonderen Abnutzungsbelag von ebenfalls 5 cm Stärke. — Allein aus den völlig geänderten und erweiterten Vorschriften über die Verkehrsbelastung ergab sich nunmehr die rund 1,8-fache Verkehrslast gegenüber der ersten Ausführung; hierzu trat unter Wegfall der einen Rohrleitung der neue Fahrbahnabnutzungsbelag und das größere Konstruktionsgewicht der Brücke.

Die vorhandenen Längsträger wurden soweit zusammengerückt, daß sich die Materialbeanspruchung derselben bei der erhöhten Belastung in zulässigen Grenzen hielt. Für Unterstützung des Straßenbahngleises wurden besondere schwere Längsträger angeordnet. Die Querträger erhielten Verstärkungen durch aufgelegte Gurtplatten. Aussteifungen und Nietanschlüsse wurden der neuen Belastung angepaßt. (Siehe Querschnitt Abb. 4.) — Bei den Versteifungsträgern war es notwendig, sowohl die Gurtungen als auch die Streben einschließlich der Nietanschlüsse zu verstärken, wobei die Gurtungen durch aufgelegte Platten, die Streben durch U- und Winkeleisen größere Querschnitte und ausreichende Knick-

sicherheit erhielten; Pfosten mit Bindeblechen wurden vergittert. Die erheblich vergrößerten Knotenlasten konnten nur durch Ersatz der ersten Hängestangen von 42 mm Ø durch solche von 51 mm Ø auf die Brückenkabel übertragen werden.

Zur Aufnahme der vergrößerten Seilzüge wurden über jedem Versteifungsträger je zwei weitere Kabel von je 83 mm Ø angeordnet. Diese neuen Kabel bestehen aus einer Kernlitze mit 61 Drähten von 3,1 mm Ø und 6 Außenlitzen mit je 61 Drähten von 3 mm Ø. Das Material derselben ist ebenfalls Patent-Tiegelgußstahl von 180 kg/qmm Festigkeit. Jedes der neuen Kabel hat 481 t Bruchlast, sodaß nunmehr auf jede Tragwand entfiel 6×289 t $+ 2 \times 481$ t $= 2696$t gesamte Bruchlast, unter Zugrundelegung einer vierfachen Sicherheit. Jedes der 4 neuen, auf Haspel aufgerollten Kabel von 822,5 m mehr unter Benutzung der jetzt abgeflachten Walzen Platz für eine weitere Walze geschaffen wurde. Die geänderte Konstruktion zeigen Abb. 5 a bis 5 c, welche mit Abb. 3 a bis 3 c zu vergleichen sind.

Die Pylonen waren ursprünglich als vierseitige Türme mit Vergitterung in Eisenkonstruktion vorgesehen. Den erhöhten Belastungen begegnete man durch Ausbetonierung der Türme, womit eine vorteilhafte und ausreichende Verstärkung derselben erzielt wurde. Dabei wirkte die ursprüngliche Eisenkonstruktion als Armierung. Die Türme erscheinen jetzt äußerlich als Massivkonstruktion. Ein Aufstieg im Innern ermöglicht eine bequeme Überwachung der Pylonenauflager.

Eine Verstärkung der fertig vernieteten, zum Versand gekommenen Ankerträger der ersten Ausführung wäre kostspielig gewesen. Es gelang

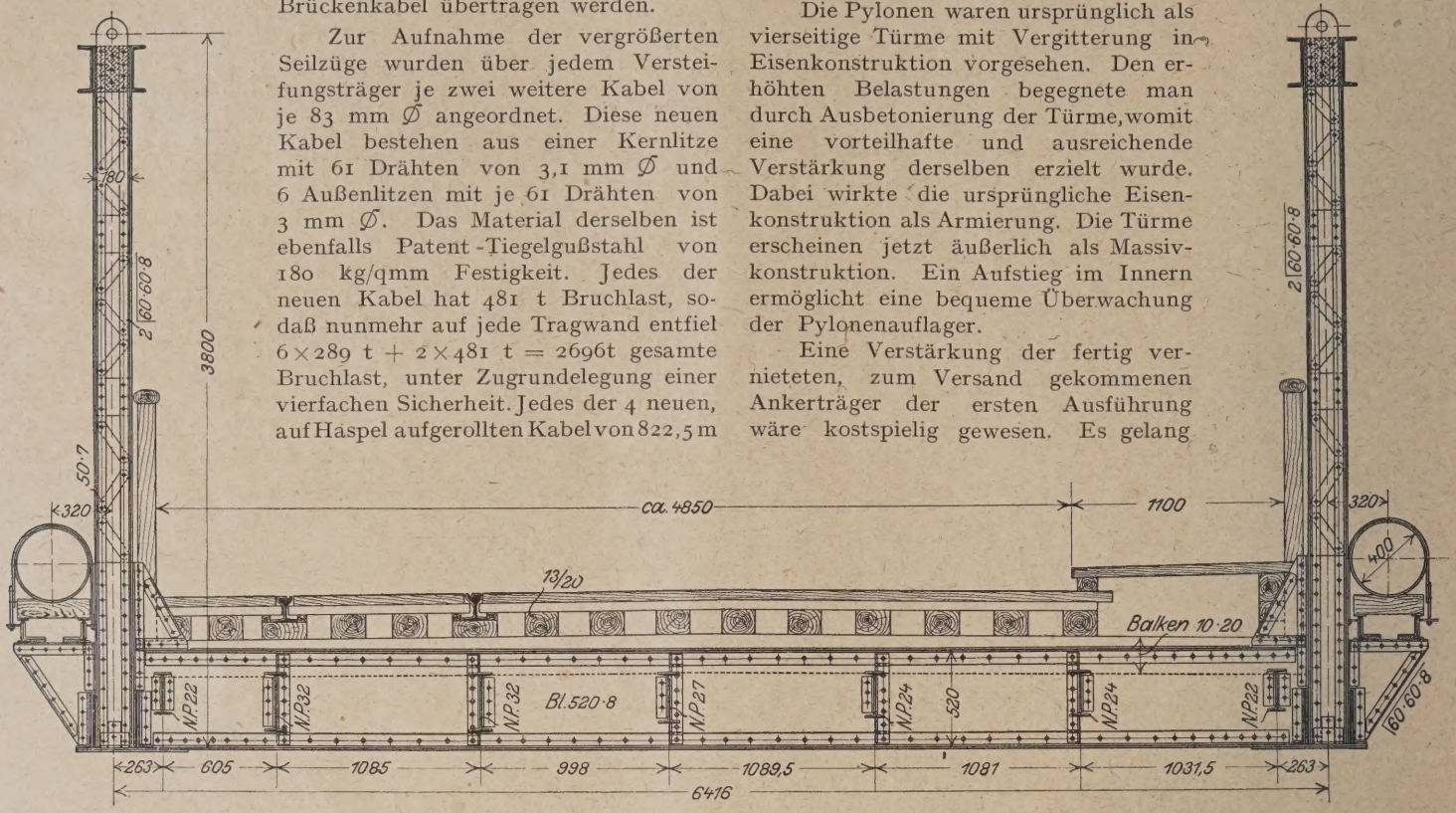


Abb. 4. Brückenquerschnitt. 2. Ausführung.

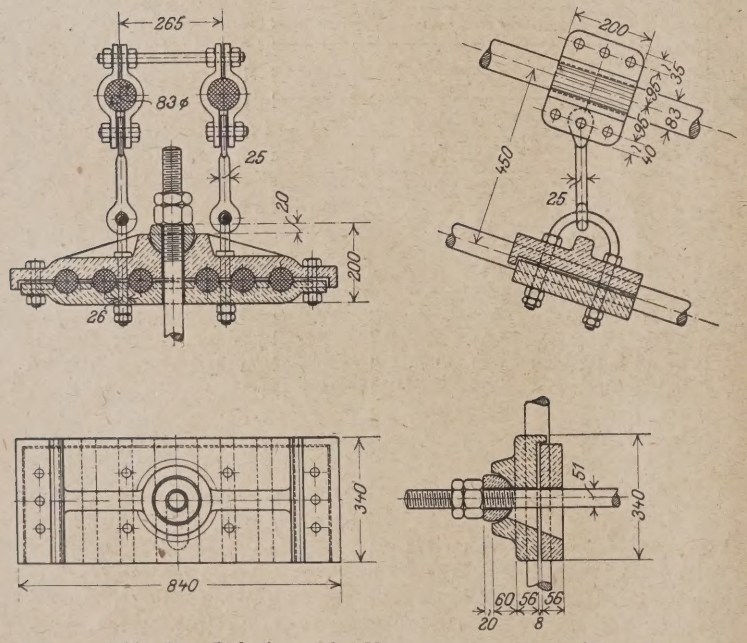


Abb. 5a. Befestigung der Hängestangen. 2. Ausführung.

aber, die ursprünglichen 6 Kabel soweit zusammenzurücken, daß außerhalb derselben, dicht vor den Auflagern der Ankerträger, beiderseits Platz zur Anbringung der neuen Kabel geschaffen wurde. Bei völliger Ausbetonierung der Ankerkammern konnte die Berücksichtigung höherer Biegungsbeanspruchung der jetzt auf der ganzen Länge einbetonierten Ankerträger unterbleiben. — Der durchgehende untere Windverband und die Verbände

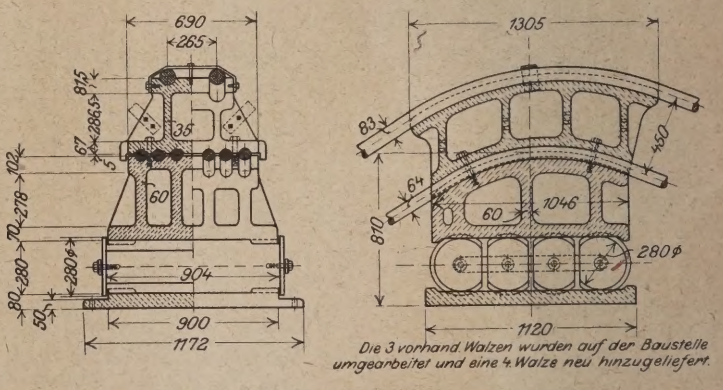


Abb. 5b. Pylonenauflager. 2. Ausführung.

Länge ergab ein seemäßiges Kollo von 8500 kg. — Schwierig gestaltete sich die Auflagerung der Kabel auf den Pylonen. Es wurden unter Benutzung der ursprünglichen beweglichen Lager eigenartig konstruierte Doppellager verwendet. Der höheren Belastung wurde dadurch Rechnung getragen, daß nunzwischen den Pylonen erfuhren eine sinngemäße Verstärkung der Querschnitte und Nietanschlüsse.

Das für die vorgeschriebene Umarbeitung notwendige vorgearbeitete Konstruktionsmaterial wurde Mitte des Jahres 1913 versandt und es begann dann nach zeitraubender werk-

stattmäßiger Ausrüstung der Baustelle, an der Küste bei Santos, begünstigt durch gute klimatische Verhältnisse, die Umarbeitung und der Zusammenbau des nach der ersten Ausführung im Jahre 1911 und des im Jahre 1913 gelieferten Materials. Die Fundierungsarbeiten erfolgten in offener Baugrube.

leitungen) stellte sich auf 530 t, rund 0,460 t/qm. Bereits Mitte April 1914 war der Eisenbau soweit vorgeschritten, daß der Brückenbelag aufgebracht werden konnte. Die feierliche Übergabe der Brücke erfolgte am 21. Mai 1914 in Gegenwart der Regierungsbehörde und der Vertreter der technischen Hoch-

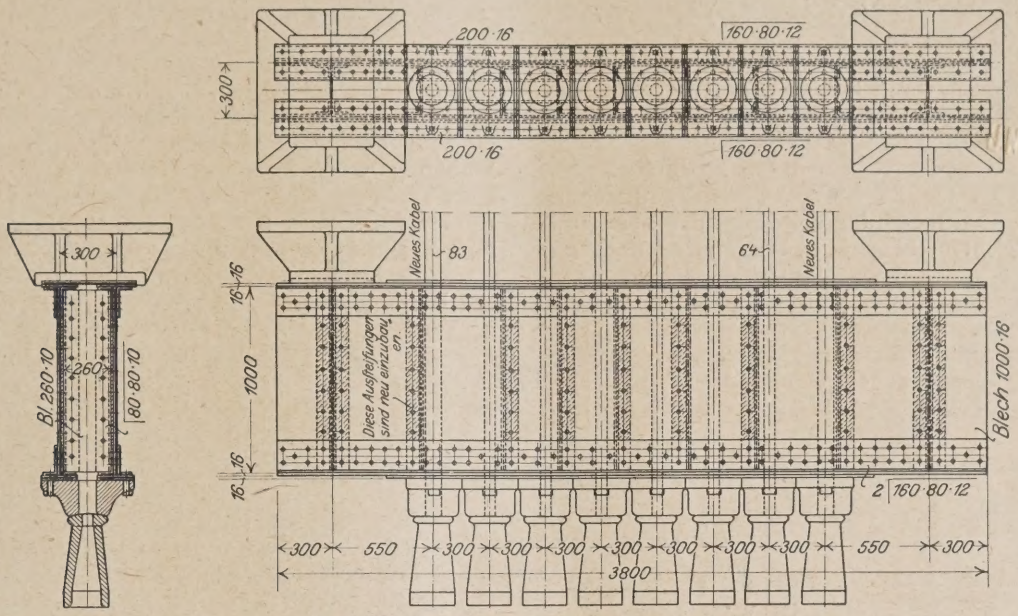


Abb. 5c. Kabelverankerung. 2. Ausführung.

Die Bodenverhältnisse entsprachen im allgemeinen den Erwartungen, allerdings ergab sich bei der Herstellung des Ankerfundaments auf der Inselseite eine gewisse Verzögerung, weil hier der Felsboden nicht ganz den Voraussetzungen entsprach.

schule São Paolo. Die Entwurfsarbeiten, einschließlich der späteren Umarbeitung, Ausführung und Aufstellung lagen in Händen der Firma Aug. Klönne, Dortmund. (Das fertige Bauwerk zeigt Abb. 6.)

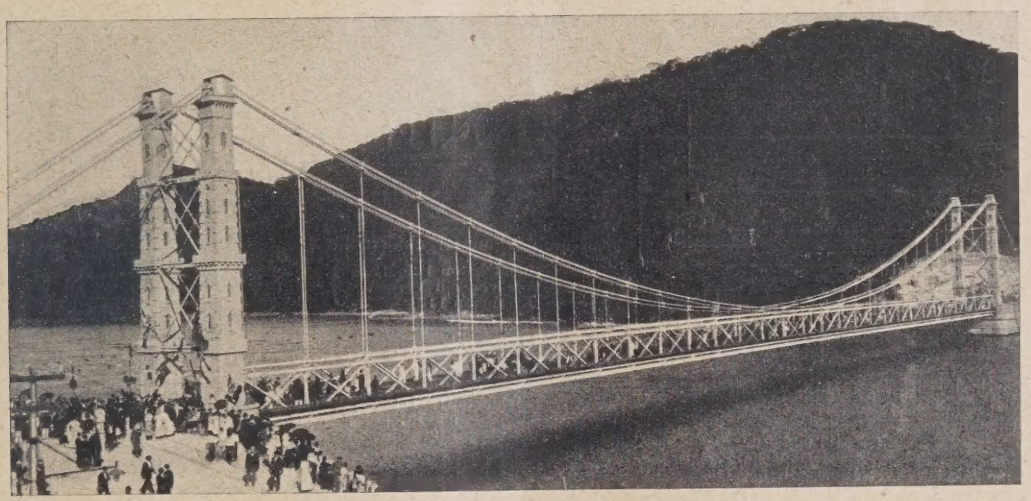


Abb. 6. Gesamtbild der fertigen Brücke.

Das Ausrichten der Pylonenauflager und des Durchhanges der Kabel erfolgte auf Grund vorheriger, sorgfältiger Berechnung, ausgehend von einer Überhöhung der fertigen unbelasteten Brücke von 500 mm.

Nachdem die ersten Kabel herübergezogen und aufgelagert waren, wurde mit Hilfe von zwei auf den Kabeln laufenden Wagen eine durchgehende Rüstung angehängt und auf dieser dann die Eisenkonstruktion der Fahrbahn und der Versteifungsträger zusammengebaut und abgenietet. Das gesamte Konstruktionsgewicht der Brücke (ausschließlich der mitgelieferten Rohr-

Zusammenfassung:

Vorstehend wird der Bau einer Hängebrücke von 180 m Stützweite über eine Meerenge bei Santos (Brasilien) beschrieben, welche zunächst für eine leichte Rohr- und Wegebrücke entworfen und geliefert, dann mit der rund 1,8-fachen Nutzlast zu einer vollwertigen Straßenbrücke umgebaut wurde. Es zeigte sich der große Vorzug des Eisenbaues, welcher die Umarbeitung für die neuen Anforderungen ohne weiteres und die nahezu restlose Verwendung der fertigen Konstruktion der leichten Wegebrücke ermöglichte und den Auftraggeber vor Schaden bewahrte

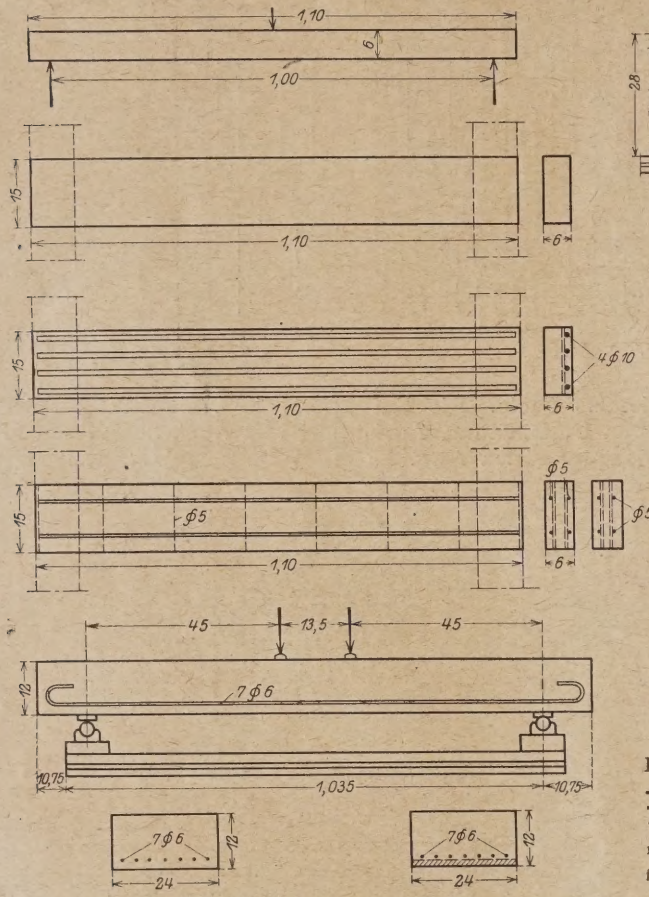
EISENBETONSCHWIMMKÖRPER UND IHRE VERWENDUNG BEI HAFENBAUTEN UND DRUCKLUFTGRÜNDUNGEN SOWIE IM SCHIFFBAU.

Von Dipl.-Ing. W. Luft, Vorstandsmitglied der Dyckerhoff & Widmann A.-G. und Dipl.-Ing. G. Rüth, Privatdozent der Technischen Hochschule Darmstadt und beratender Ingenieur der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G.

(Schluß von Seite 469.)

Für das Steinmehl hat sich hierbei eine Korngröße bis zu 3 mm, für Rheinsand und Bims eine solche bis zu 5 mm als zweckmäßig erwiesen.

Für die Festigkeiten der verschiedenen Mischungsverhältnisse ist naturgemäß einerseits das Verhältnis der Bindemittel zu den Zuschlägen, anderseits das Verhältnis der Festigkeitszuschläge zu den Leichtzuschlägen von bestimmendem Einfluß.



Im Gang befindliches Schlußprogramm mit Feinmessungen.

1. Druckversuche mit Feinmessungen der elastischen Verkürzungen auf 15 cm Länge.

Prismatische Probekörper von 15,8×15,8 cm = 250 qcm Querschnitt und 45 cm Länge, je 3 Stück für 1½, 3 und 12 Monate.

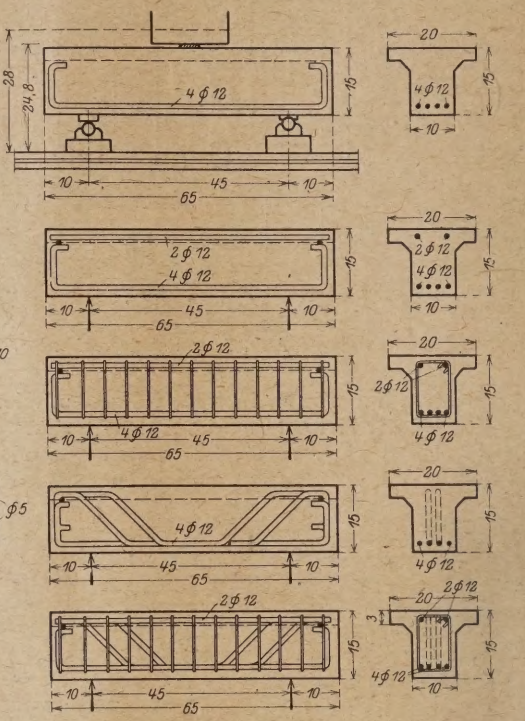
2. Druckversuche an Würfeln zum Vergleich mit 1. (Anzahl und Alter wie 1.)

Je 3 Würfel von 10 cm Kantenlänge in Eisenformen und je 3 Würfel von 20 cm Kantenlänge in Gipsformen.

3. Zugversuche mit Feinmessungen der elastischen Verlängerungen (Anzahl und Alter wie 1).

a) Je 3 prismatische Probekörper mit 10×10 cm = 100 qcm Querschnitt, b) pro Versuchsreihe und Altersklasse 5 Stck. Zerreißversuche 3 zum Vergleich.

4. Messungen des Schwindmaßes. Je 3 Probekörper von 10×10×70 cm Größe. Zur Beobachtung täglich unmittelbar vom Abbinden ab bis zur 14 tägigen Erhärtung, dann wöchentlich bis zu 6 Wochen Alter. Dann in 3, 6, 9 und 12 Monaten Alter.



Durchbiegungsergebnisse für Biegungsbalken.

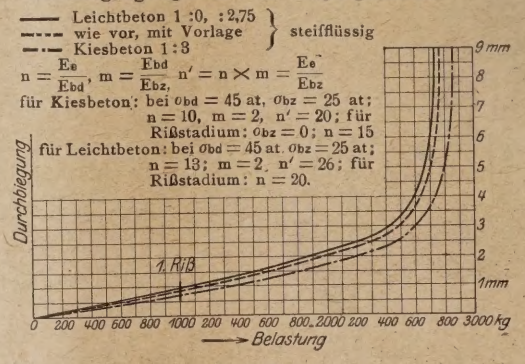


Abb. 21.

Die vorstehende Zusammenstellung II gibt unter A einige charakteristische Versuchsergebnisse der Leichtbetonproben.

Es sind zunächst 3 Mischungsverhältnisse 1 Z. : 0,5 Tr. : 2,0 Zuschlägen 3 weiteren Mischungsverhältnissen von 1 Z. : 0,5 Tr. : 3,0 Zuschlägen gegenübergestellt, wobei der Einfluß der Verschiedenartigkeit der Zuschläge gezeigt wird. Bindemittel und Zuschlagsmaterialien sind für jede Mischung in Bindemittel, Festigkeits- und Leichtmaterial zusammengezogen, wobei der Traß zu $^2/_5$ als Bindemittel und zu $^3/_5$ als Festigkeitsmaterial gerechnet worden ist. Die Zusammenstellung gibt die spezifischen Gewichte sowie die Zug- und Druckfestigkeiten der einzelnen Mischungen nach 4 Wochen an und enthält Bemerkungen über die Ergebnisse. Die Mischung 7 der Zusammenstellung zeigt noch den Einfluß einer Traßverminderung und Ersetzung von Muschelkalk durch Rheinsand. Diese Mischungsverhältnisse der Zusammenstellung A geben nur einen geringen Bruchteil der nach dem Programm durchgeführten Hauptversuchsreihen.

Unter B der Zusammenstellung sind Grenzen brauchbarer Mischungsverhältnisse angegeben, die je nach dem Zweck des Betons und der Anforderung an Festigkeit, Leichtigkeit und Wasserdichtigkeit nach dem Gesamtergebnis der Versuche in Frage kommen. Es können hiernach besonders leichte Mischungen mit spezifischem Gewicht von etwa 1,5 bei 4 wöchentlichen Festigkeiten von 15 bis 20 kg/qcm Zug und 160 bis 180 kg/qcm Druck sowie weniger leichte Mischungen mit einem spezifischen Gewicht bis zu etwa 18, bei 4 wöchentlichen Festigkeiten von 25 bis 30 kg/qcm Zug und 210 bis 240 kg/qcm Druck erzielt werden. Als Festigkeiten nach 6 Wochen können als Durchschnitt der Versuche für Zug um 10 vH, für Druck um 15 vH höhere Werte angenommen werden.

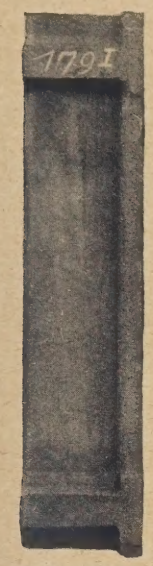
Innerhalb dieser Grenzen der Mischungsverhältnisse wurden auch sämtliche seitherigen Ausführungen der Firma Dyckerhoff & Widmann auf dem Gebiete des Leichtbetons gewählt. Auch für die im Gang befindlichen Ausführungen bleiben die gleichen Gesichtspunkte maßgebend.

Abb. 21 zeigt links die Versuchskörper auf Biegung, und zwar zunächst an Platten. Die verschiedenen Sorten von Biegungsplatten haben gleiche Betonabmessungen erhalten. Die Platten ohne Bewehrung sind stets bei geringer Belastung plötzlich durchgebrochen. Die Bruchflächen zeigten eine gleichmäßige Verteilung der verschiedenen Stoffe. Die Platten mit Bewehrung zeigten bis zum Eintreten des ersten Oberflächen-

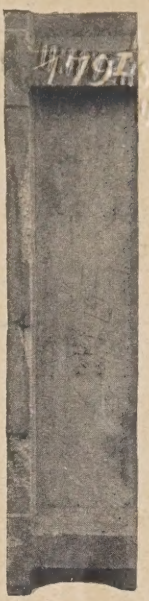
risses ein vollkommen elastisches Verhalten, nach der Entlastung gingen die Durchbiegungen auf Null zurück.

Die Zerstörung der Platten mit einseitiger starker Bewehrung erfolgte wie beabsichtigt durch Überschreitung der Betondruckfestigkeit. Die Durchbiegung am Schlusse der Belastung betrug ungefähr 10 mm, die bei der Entlastung auf $^1/_3$ zurückging. Die rechnungsmäßige Biegungsdruckfestigkeit betrug im Durchschnitt das 1,7-fache der Würfelfestigkeit, die Biegungszugfestigkeit im Mittel das 2-fache der Prismenzugfestigkeit, also Werte, die auch für andere Betonmischungen bereits festgestellt sind. Die Platten mit beiderseitiger schwacher Bewehrung, ähnlich wie sie für die dünnen Platten im Schiffbau Verwendung finden, zeigten ein sehr elastisches und zähes Verhalten. Die Durchbiegungen steigerten sich bis zum Bruch auf etwa 15 mm, die nach Entlastung auf $^2/_3$ zurückgingen. Diese größere bleibende Durchbiegung gegenüber den einseitig stark bewehrten Platten ist auf das Überschreiten der Eisenfließgrenze zurückzuführen.

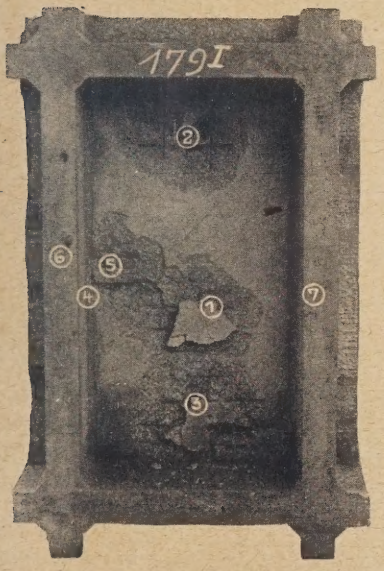
Die Balken für die Schubversuche (Schub infolge Biegung) sind mit verschiedenartigen Anordnungen der Eiseneinlagen ausgeführt worden. Die Betonabmessungen sind so gewählt, daß die Zerstörung auf Schub erfolgen mußte. Hiernach ergab sich das Verhältnis von Druckgurtplatte und Stegstärke zu Höhe und Stützweite der Balken. Die Längseisen des Zuggurts sind für alle Körper gleich. Die verschiedenen Bewehrungssysteme sind:



7. 2 × 60 kg 3,00 m



6. 60 kg 4,00 m
5. 60 kg 4,00 m
4. 60 kg 2,50 m



1.	13 kg	1,50 m
	26 kg	1,00 m
	60 kg	1,00 m
2.	60 kg	1,50 m
3.	60 kg	2,00 m
4.	60 kg	2,50 m
5.	60 kg	4,00 m
6.	60 kg	4,00 m
7.	2×60 kg	3,00 m

1.	13 kg	1,50 m
	26 kg	1,00 m
	60 kg	1,00 m
2.	60 kg	1,50 m
3.	60 kg	2,00 m

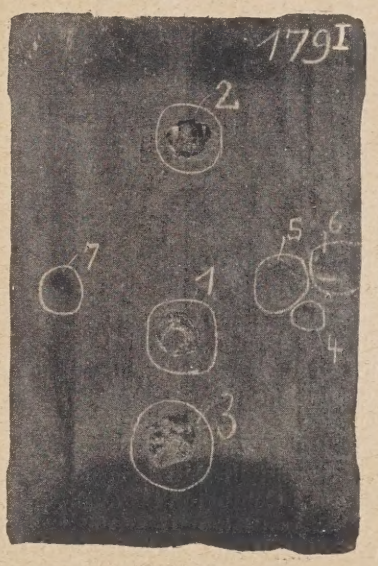


Abb. 22.

Nr. 1 Eiseneinlagen unten,
„ 2 „ „ und oben 2 Eisen
„ 3 „ wie Nr. 2, jedoch mit Bügel,
„ 4 „ unten, teilweise aufgebogen,
„ 5 vollkommene Bewehrung aus Nr. 3 und 4 mit Bügel und Aufbiegungen.

Die Versuche an diesen Schubbalken sind sowohl für ruhende als auch stoßende Belastung durchgeführt worden. Die Stöße wurden durch frei fallende Gewichte ausgeübt.

Als Ergebnis ist hauptsächlich anzuführen: Der erste Schubriß tritt im wesentlichen unabhängig von der Anordnung der Eisenbewehrung auf, jedoch mit dem Unterschied,

daß bei den Balken ohne Bügel und aufgebogene Eisen, also ohne Schubbewehrung, die Schubrisse sofort deutlich und mit einem leisen Knall aufspringen, während bei den Balken mit Schubbewehrung die Schubrisse zunächst nur sehr fein auftreten und sich erst stärker ausbilden, wenn sich die Belastung der Bruchlast stark nähert. Die Rißbelastung für die verschiedenen Bewehrungsarten ist also annähernd die gleiche, dagegen steigen die Bruchlasten wesentlich mit der Vervollkommnung der Schubbewehrung. Nachstehendes Beispiel gibt einen zahlenmäßigen Überblick über das Ergebnis einer Versuchsreihe nach 4 Wochen Erhärtung.

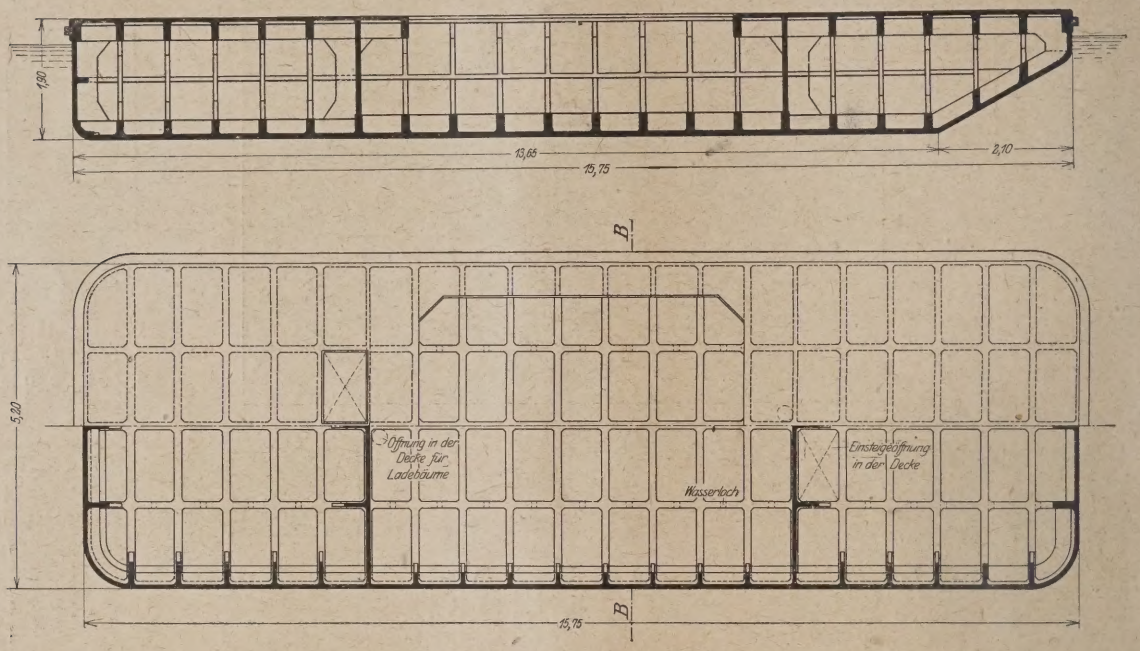
Schubbalken	Rißlast	Bruchlast
Nr. 1	5 000 kg bis 6 000 kg	9 000 kg
„ 2		10 000 „
„ 3		14 000 „
„ 4		15 000 „
„ 5		18 000 „

Hieraus ergibt sich also der große Einfluß der Bügel einerseits, der aufgebogenen Eisen anderseits und besonders die Steigerung der Bruchlast bei Vereinigung beider Schubbewehrungen.

Versuche mit genaueren Durchbiegungsmessungen zur Beurteilung der Elastizitätsverhältnisse sind im unteren Teil der Abb. 21 dargestellt. Hierbei sind sowohl Balken aus Leichtbeton als auch solche aus Leichtbeton mit unterer Vorlageschicht von etwa 1 cm Stärke mit Balken aus Kiesbeton verglichen. Aus der kurvenmäßigen Gegenüberstellung zeigt sich, daß der Leichtbeton eine höhere Elastizität aufweist als der Kiesbeton. Diese elastischen Verhältnisse sind besonders wichtig für die Verteilung der Zug- und Druckspannungen auf Beton und Eisen im Eisenbetonbauwerk, wobei die höhere Elastizität, d. h. höhere Werte von n, m und n'_e (s. Abb. 21) einerseits eine bessere Ausnutzung und Auswertung der Eiseneinlagen, anderseits eine Verringerung der Betonzugspannungen für das rißlose Stadium 1 des Eisenbetonkörpers ergibt. Mit Rücksicht auf die Wichtigkeit dieser Versuche ist noch ein Schlußprogramm mit Feinmessungen an der Materialprüfungsanstalt Darmstadt im Gange, das rechts unten in Abb. 21 in kurzen Zügen dargestellt ist. Dieses Programm mit Feinmessungen soll das Hauptergebnis der ganzen Versuchsarbeit nochmals nachprüfen und durch Feinmessungen so ergänzen, damit einwandfreie Schlußfolgerungen auch auf die Elastizitätsverhältnisse im vorerwähnten Sinne gezogen werden können. Mit diesen elastischen Feinmessungen werden auch gleichzeitig die Schwindmaße für die betreffenden Betonsorten ermittelt.

Stoßversuche im größeren sind noch an Versuchsstücken durchgeführt worden, die in natürlicher Größe sowohl hinsichtlich der Abmessungen als auch der Eiseneinlagen einem Kassettenfelde des Schiffsbodens entsprechen (Abb. 22). Gewichte von verschiedener Schwere wurden aus verschiedener Höhe fallen gelassen und erzeugten so Stöße von verschiedener Intensität. Die Versuche ergaben ebenfalls eine hohe Widerstandsfähigkeit und Zähigkeit des Betons.

Für alle Probekörper mit Eiseneinlagen, die bis zum Bruch oder zur Zerstörung beansprucht wurden, ist gemeinsam nachzutragen, daß zwischen Eiseneinlagen und Beton eine hohe Haftfestigkeit vorhanden war. Die Eisen waren noch in unmittelbarer Nähe der Zerstörungsstellen fest von dem Beton



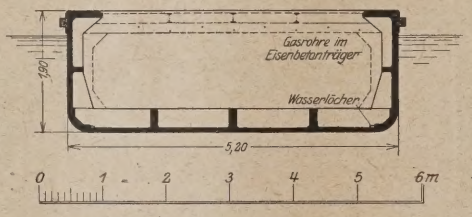


Abb. 23.

umschlossen und der Verbund nicht gestört. In Verbindung mit dieser Haftfestigkeit war auch ein Rostschutz der vom Beton umschlossenen Eisen gegeben.

Der Nachweis der Wasserdichtigkeit erfolgte gemäß den Anforderungen, die der Germanische Lloyd in seinen Vorschriften für Eisenbetonschiffe stellt, wonach bei Platten von 5 cm Stärke unter einem Wasserdruck von 1 kg/qcm, d. h. 10 m Höhe, während 24 Stunden kein Wasser in Form von Tropfen durchdringen darf.

Die Probeplatten von 50/50 cm Grundfläche erhielten Eiseneinlagen wie bei den Schiffsböden, wodurch sie die nötige Widerstandsfähigkeit gegen die Biegungsbeanspruchungen infolge Wasserdruck gewannen. Die Platten der ausgewählten Mischungsverhältnisse erfüllten die gestellten Anforderungen vollkommen; sie wurden teilweise wesentlich länger (mehrere Tage) dem vorgeschriebenen Druck ausgesetzt und blieben an ihrer Unterseite vollständig trocken. Auch feinere Risse, die an der Unterseite infolge Biegungsspannungen bei einigen Platten entstanden sind, ließen kein Wasser durch. Nachdem die Dichtigkeit für den vorgeschriebenen Druck nachgewiesen war, wurde verschiedentlich der Wasserdruck auf 2 bis 2,5 at

gesteigert, wobei ebenfalls die Wasserdichtigkeit gewahrt blieb.

Im Anschluß an diese kurze Besprechung der Versuche nun einige Beispiele der praktischen Anwendung des Leichtbetons bei Eisenbetonschiffbauten der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G.

Abb. 23 zeigt einen im Jahre 1918 ausgeführten Eisenbetonprahm von 120 t Wasserverdrängung, 70 t Tragfähigkeit bei einem Tiefgang T = 1,5 m und Leergang t = 0,65 m. Dieser Prahm ist ausgeführt als Werkschiff für den eigenen Baubetrieb der Firma, und zwar zur Ausführung schwimmender Rammarbeiten oder zur Aufnahme von Anlagen für die Betonbereitung, Preßlufterzeugung u. dergl.

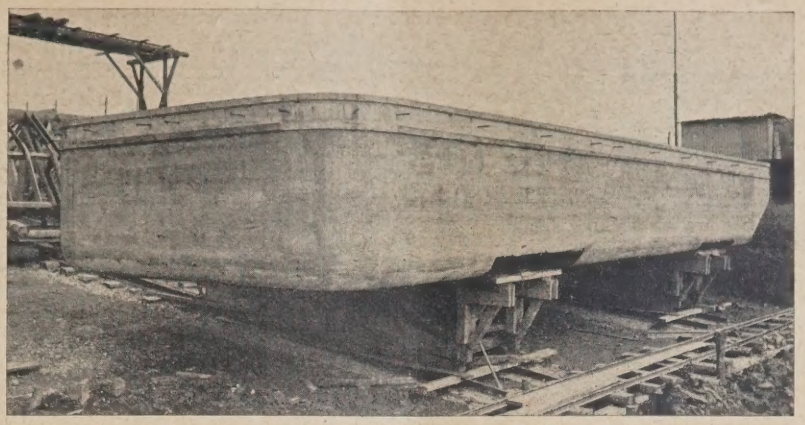


Abb. 24.

Ein Bild der Ausführung nach der Entschalung und Überarbeitung der Außenflächen gibt Abb. 24. Der Prahm steht hierbei bereits auf den Schlitten, die nach vollständiger Fertigstellung der Außenflächen zum Ablassen dienen. Der obere Kranz dient zur Befestigung der Holzscheuerleiste. Da dieser Prahm gleichzeitig als Versuchskörper der Firma nach verschiedenen Richtungen hin Verwendung finden soll, sind auch die Außenflächen verschiedenartig behandelt worden.

Das als Preßluftschiff für den im ersten Teil des Vortrages erwähnten Transport der Senkkasten für die Rheinbrücke Duisburg-Hochfeld von Neuß bis nach Duisburg ausgerüstete Fahrzeug zeigt Abb. 25.

Das Fahrzeug hat sich als Begleitschiff für diesen Transport sowie als sonstiges Arbeitsschiff bei den weiteren Gründungsarbeiten der betreffenden Brücke sehr gut bewährt.

Abb. 26 zeigt einen ungedeckten Mainkahn von 475 t Tragfähigkeit. Die sonstigen Hauptabmessungen des Kahnes sind folgende:

Länge über alles	L_a	= 54,85 m
Länge zwischen d. Steven	L	= 53,4 m
Breite	B	= 7,74 m
Tiefgang	T	= 1,94 m
Leergang	t	= 0,68 m.

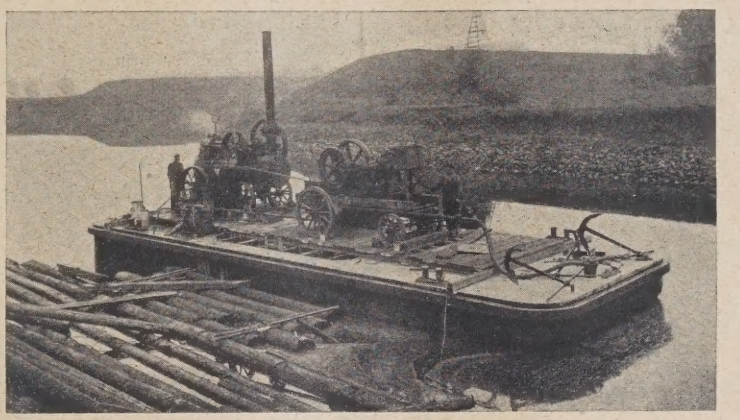


Abb. 25.

Der Kahn ist ursprünglich für die Firma Dyckerhoff & Söhne zum Transport von Steinmaterial von Flörsheim a. M. nach Amöneburg b. Biebrich gebaut worden und dient jetzt als Versuchsschiff der beiden Firmen Dyckerhoff & Söhne und Dyckerhoff & Widmann A.-G. zur weiteren Beobachtung auf Bewährung in praktischer Hinsicht. Zu diesem Zweck hat das Schiff zum Kohlentransport bereits mehrere Fahrten vom Kohlengebiet des Rhein-Herne-Kanals nach Mainz ausgeführt. Der

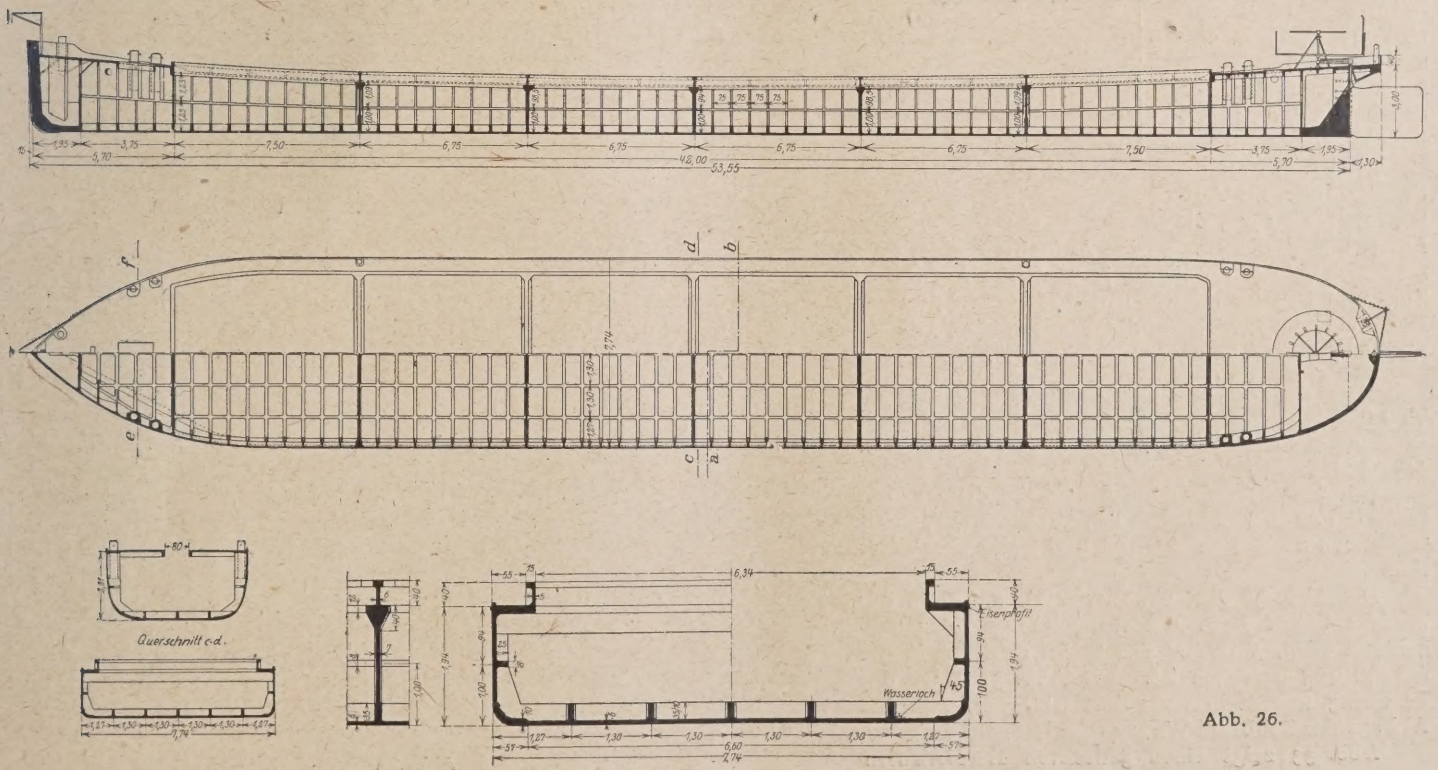


Abb. 26.

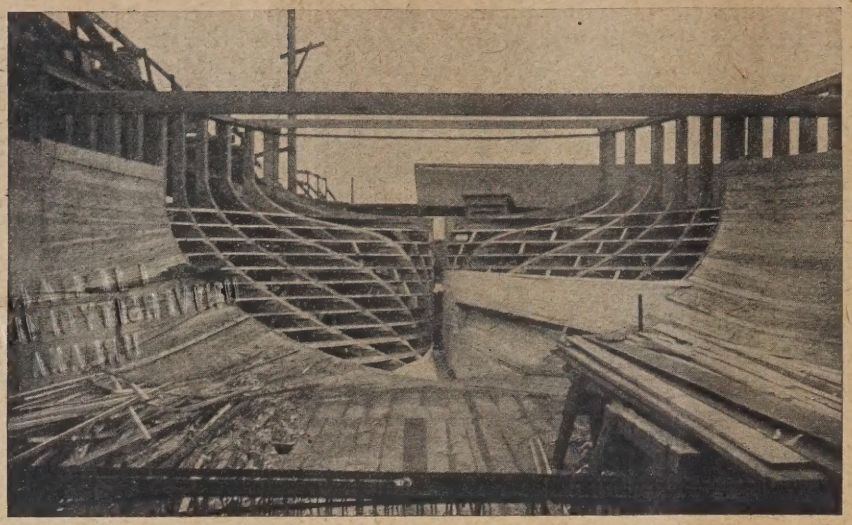


Abb. 27.

Kahn ist auf einer dieser Fahrten von dem außergewöhnlichen Hochwasser der Jahreswende 1919/20 und den hiermit verbundenen Stürmen überrascht worden und hat sich auch auf dieser Fahrt zur vollen Zufriedenheit bewährt. Er dient auch gegenwärtig noch dem Kohlentransport und wird weiter als Versuchsobjekt beobachtet, um in jeder Hinsicht praktische Erfahrungen zu sammeln, die für den Eisenbetonschiffbau ausgewertet werden können.

Die Konstruktion des Kahnes ist aus der Abb. 26 zu ersehen. Hierzu wird nur erwähnt, daß die Unterteilung des Schiffskörpers in Längs- und Querspanten entsprechend den elastischen Formänderungsgesetzen der räumlichen Konstruktion erfolgt ist, wobei die Schottwände als Auflagerstellen für die Längsrippen dienen. Die Aufnahme der Längsbiegungsmomente erfolgt durch die je nach der Art der Momente als Zug- und Druckgurte wirkenden Gangborde und Kimmen mit Bodenplatten, in welchen die erforderlichen Längseiseneinlagen für diese Momente untergebracht sind.

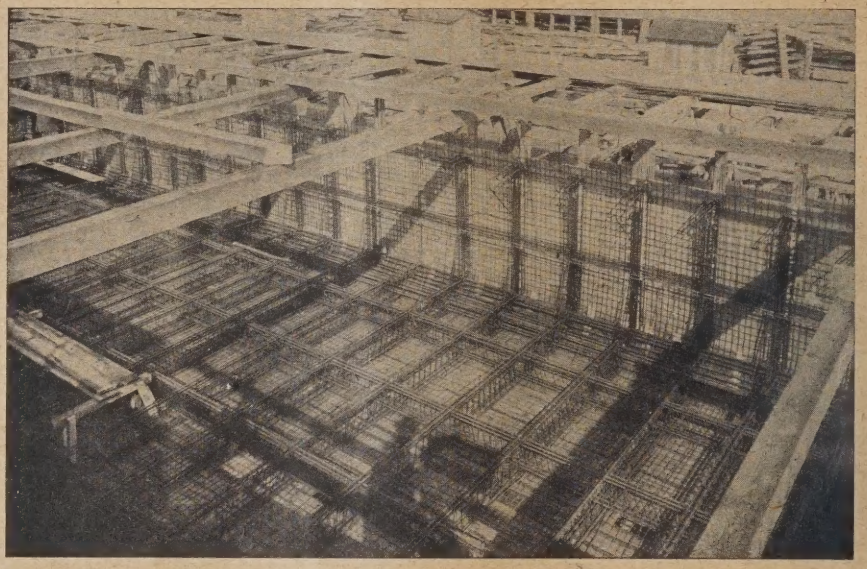


Abb. 28.

Die Abb. 27 bis 29 geben noch einige Aufnahmen während der Bauausführung, und zwar über Schalungskonstruktion, Eiseneinlagen, Stapel und Transportgerüst. Die Zwischenräume zwischen den Stapelböcken der letzteren Abbildung dienen zum Unterfahren der Ablaßwagen, nachdem die betreffenden Stellen ausgerüstet und fertig bearbeitet sind.

Die Abb. 30 gibt ein Werftbild, auf dem das vordere Schiff nach der Ausschalung fertig ausgerüstet wird, während das Schiff dahinter in der Ausführung begriffen ist. Die Abb. 31 zeigt das Fahrzeug unmittelbar vor dem Ablassen, während Abb. 32 das Schiff im Wasser schwimmend darstellt.

Abb. 33 zeigt einen gedeckten Rheinkahn von etwa 450 t Tragfähigkeit. Die Hauptabmessungen sind zwecks nochmaliger Verwendung der Schalung dem Mainkahn nachgebildet, dagegen hat dieser Kahn entsprechend den Bedürfnissen für die Rheinschiffahrt eine Abdeckung mit Zollverschluß sowie die nötigen Herfte und Deckbauten erhalten.

Anschließend an diese Ausführung erfolgt auf der gleichen Werft die Serie von 3 Rheinschiffen von etwa 525 t Tragfähigkeit. Die Länge dieser Kähne ist etwas größer als bei den vorhergehenden und der Tiefgang auf 2,15 m erhöht, wodurch sich die Steigerung der Tragfähigkeit um etwa 75 t ergibt. Aus der dazugehörigen Abb. 34 sind auch noch einige Einzelheiten der Herft- und Deckausbildung zu ersehen, ferner die Anordnung einer hölzernen Scheuerleiste und einer Kimmverstärkung nach außen zum Schutz der Schiffshaut. Abb. 35 zeigt ein fertiges Fahrzeug dieser Serie.

Die nächste Serie von 10 Kähnen für Rhein- und Kanalfahrt von 750 t Tragfähigkeit, die im Anschluß an die letzte Serie zur Ausführung vorgesehen sind, zeigt Abb. 36. Dieser Typ, der als mittlerer Rhein- und Kanalkahn besonders für Eisenbeton geeignet ist, hat im Prinzip die gleiche konstruktive Durchbildung erhalten wie die früheren Kähne, da die in zwischen gemachten praktischen Erfahrungen keine Veranlassung zur Abweichung von diesem Konstruktionsprinzip gegeben haben. Herfte sind hier über jeder Schottwand angebracht. Für diese Serie sind Eisenmaterialien und Ausrüstungsgegenstände bereits beschafft, so daß durch den gegenwärtigen Mangel dieser Materialien keine Schwierigkeiten für die Ausführung bestehen.

Im Anschluß an dieses Beispiel wurde im Vortrag noch an Hand verschiedener Lichtbilder ein Überblick über die statischen Verhältnisse solcher Eisenbetonkähne in Verbindung mit einigen Bildern über die auftretenden Längs- und Quermomente und über die Anordnung der Eiseneinlagen gegeben, auf deren Wiedergabe jedoch hier verzichtet werden muß. Auch auf die Ausführungen des Vortragenden über die für Eisenbeton-

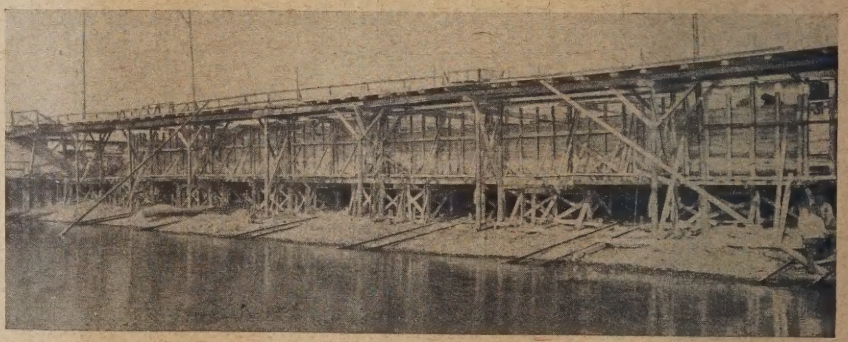


Abb. 29.

schiffe zunächst noch zu beobachtenden konstruktiven und wirtschaftlichen Gesichtspunkte, die Wahl der Schiffsgrößen unter weitgehendster Anpassung an die im Schiffsbetrieb gewohnten Formen und Ausrüstungen soll hier nicht näher eingegangen werden.

Von der argentinischen Niederlassung der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Buenos-Aires wurde noch während des Krieges unabhängig von den Arbeiten in der Heimat ebenfalls der Eisenbetonschiffbau aufgegriffen und ein Flußkahn von 450 t Tragfähigkeit bei 40 m Länge, 8,5 m Breite, 2,7 m Höhe und 2,4 m Tiefgang ausgeführt. Die Konstruktion und die Ausführung dieses Kahnes zeigen die Abb. 37 und 38, den schwimmenden Kahn die Abb. 39.

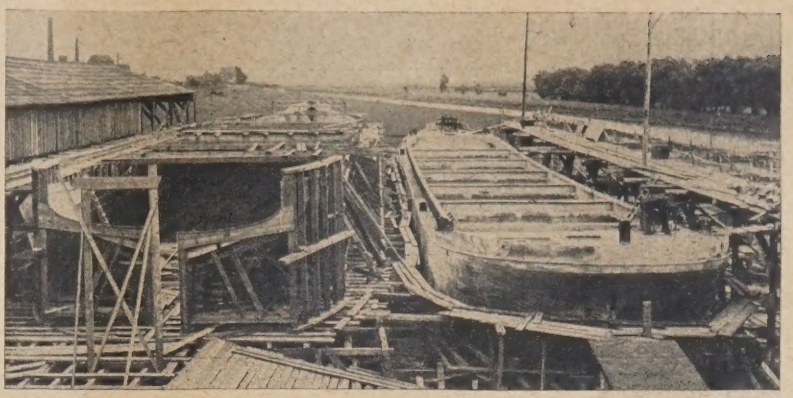


Abb. 30.

Interessant ist es, daß hierbei eine ganz andere Ausführungsweise als wie bei den seither vorgeführten Typen gewählt worden ist, und zwar der Bau des Schiffskörpers aus verschiedenen, vorher in Formen betonierten Teilen (Platten und Spanten), die durch besondere Stoßstellen zum Schiffskörper zusammengefügt wurden, während bei den seither vorgeführten Beispielen die Betonierung zwischen Schalungswänden gewählt worden ist. Die Ausführung dieses Kahnes erfolgte in einer Dockbaugrube, während die früheren Beispiele auf Helling hergestellt worden sind. Auch die Konstruktions- und Ausführungsweise dieses Beispiels hat sich bis jetzt bei etwa 10 Fahrten im La-Plata-Gebiet gut bewährt.

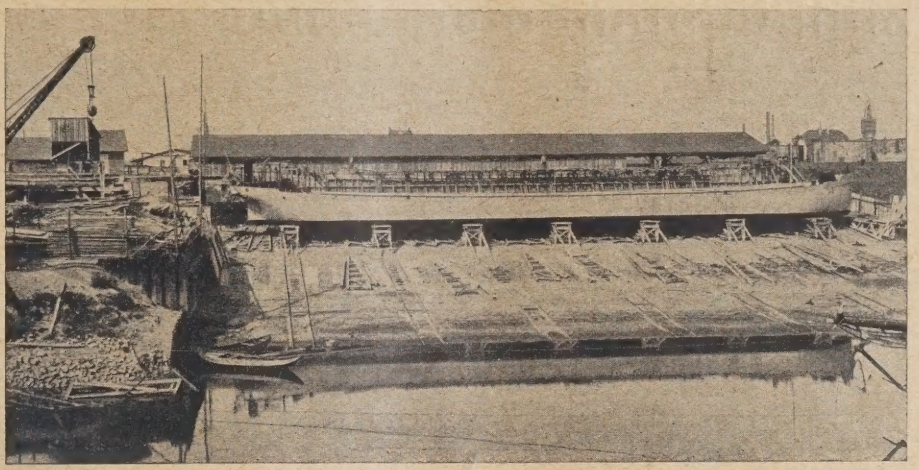


Abb. 31.

Zum Schluß der Beispiele sei noch auf einen Donauschleppkahn von etwa 650 t Tragfähigkeit hingewiesen, der während des Krieges auf einer rumänischen Werft in Ausführung genommen wurde. Die Ausführung konnte leider nur bis zur Fertigstellung der Gerüste, Schalung und Eiseneinlagen gedeihen. Die Betonierung konnte mit Rücksicht auf den plötzlich eingetretenen Umschlag der Kriegslage nicht mehr erfolgen. Wie aus der Abb. 40 zu ersehen ist, war für diesen Schleppkahn ein festes Deck aus Eisenbeton mit Ladeluken vorgesehen. Diese massive Deckanordnung hat den Vorteil einer günstigen Querschnittsbildung für die Aufnahme der Längsmomente des Schiffskörpers.

Abb. 32.

Eisenbetonschiffe der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G.

Baunummer und Art des Schiffes.	Tauchtiefen bei Leergang	Tauchtiefen bei Volladung	Wasserverdrängung bei Volladung	Tragfähigkeit
Nr. 1, Prahm	0,65 m	1,50 m	120 t	70 t
„ 2, Mainkahn	0,68 „	1,94 „	715 „	480 „
„ 3, Rheinkahn	0,74 „	1,94 „	700 „	450 „
„ 4—6, Rheinkähne	0,74 „	2,15 „	785 „	525 „
„ 7—16, Rheinkähne	0,76 „	2,40 „	1100 „	750 „
Donauschlepp	0,80 „	2,25 „	1035 „	665 „
Argent. Schiff („El Progreso“)	0,78 „	2,40 „	670 „	450 „

Aus dieser Zusammenstellung III sind für die verschiedenen vorgeführten Beispiele die Tauchtiefen für Leergang und Vollladung sowie die Wasserverdrängung und die Tragfähigkeit zu entnehmen.

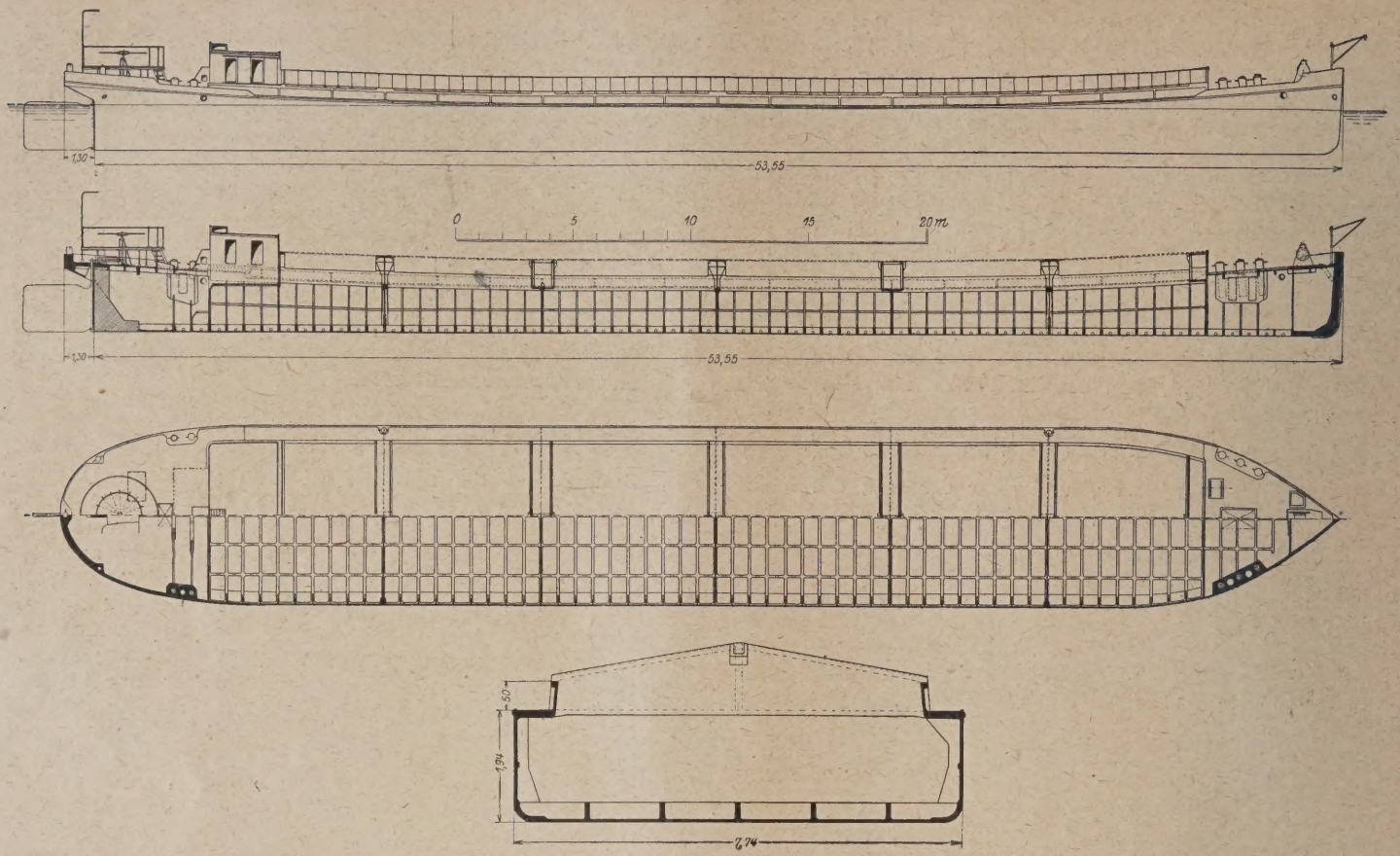
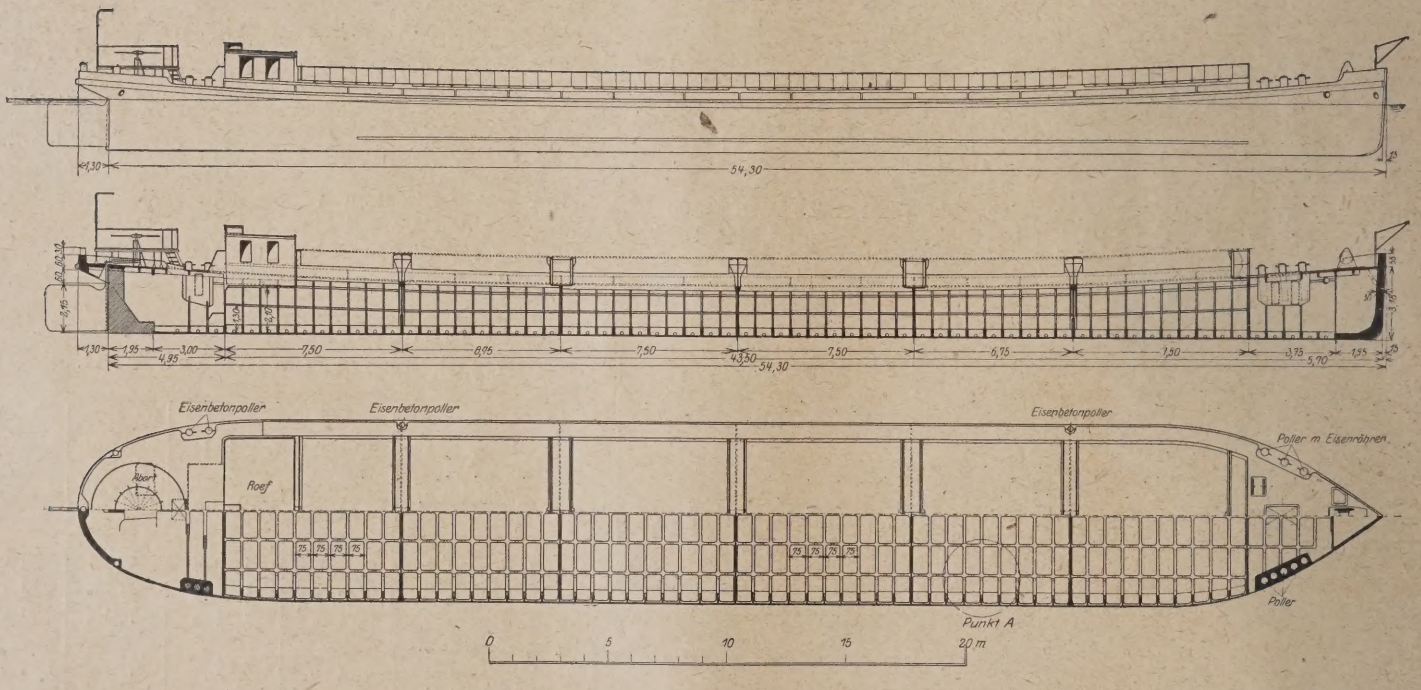

1,30
53,55
0 5 10 15 20 m
1,30
53,55
1,94
2,74

Abb. 33.


1,30
54,30
1,30 1,95 4,95 3,00 7,50 6,75 7,50 4,30 7,50 6,75 1,50 3,75 5,70 1,95
54,30

Eisenbetonpoller
Eisenbetonpoller
Eisenbetonpoller
Poller m. Eisenröhren
Boort
Roef
Poller
Punkt A
0 5 10 15 20 m

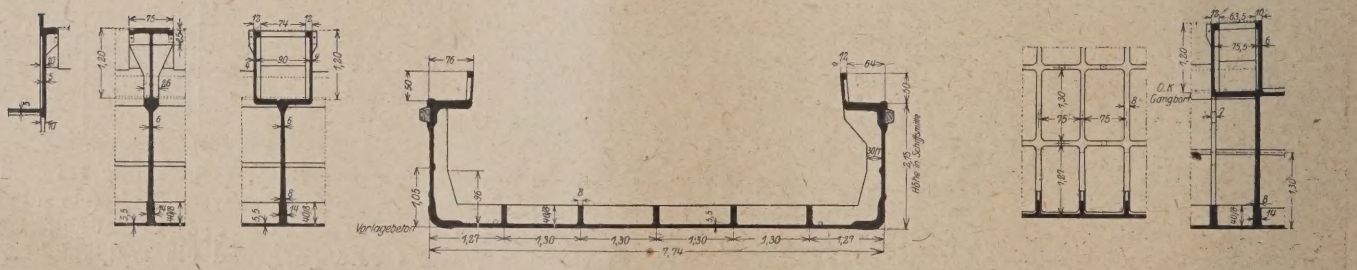

Vorlagebeton
1,27 1,30 1,30 1,30 1,30 1,27
7,74
O.K. Gangbord

Abb. 34.

Am Schluß des Vortrages wurden noch einige Bilder über die Werftanlage der Firma in Neuß vorgeführt, an welchen die Notwendigkeiten und Zweckmäßigkeiten solcher Eisenbetonschiffswerften eingehend besprochen wurden. Diese Werftanlage war ursprünglich als Versuchswerft angelegt und mit der Entwicklung des Eisenbetonschiffbaues allmählich ausgebaut worden.

Die Hauptbestandteile der Werftanlage sind der

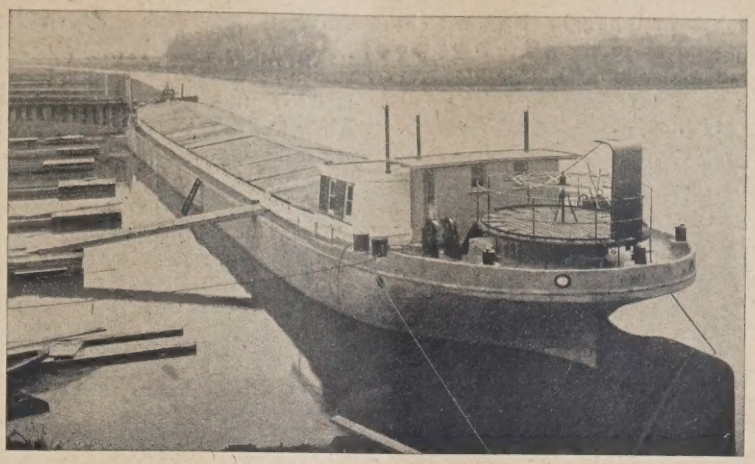
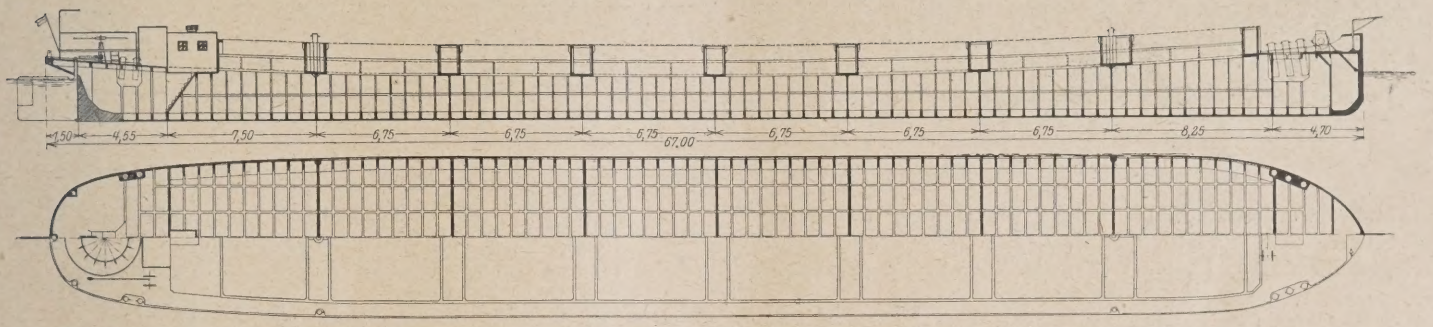


Abb. 35.



Ablaufquerhelling mit Gleissträngen in Abständen von 7,5 m, an deren oberem Ende die Ablaßwinden eingebaut sind und die räumlichen Anlagen, die für den Werftbetrieb benötigt werden. Hierzu gehören besonders eine Werfthalle, in welcher die Schalungen zusammengebaut und die Eisen vorgerichtet und vormontiert werden, ferner eine Schreinerei zum Zurichten der schwierigen Schalungsteile, eine Werkstatt zum Herstellen der Befestigungsteile für die Ausrüstung und kleinerer Ausrüstungsteile, soweit diese nicht im Handel beschafft werden, Betonbereitungsanlage mit Materiallager, Räume für Werkzeug und Ausrüstungsteile, Schnürboden, Planbüro u. dergl. mehr. Diese Hauptbestandteile werden noch ergänzt durch die Zufuhrgleise von Materialien, die teils auf festen, teils auf abnehmbaren Gerüsten untergebracht sind. Für das Ablassen der fertigen Schiffe werden besondere Ablaßwagen verwendet, die auch zum Hochziehen von Schiffen zwecks Reparatur dienen.

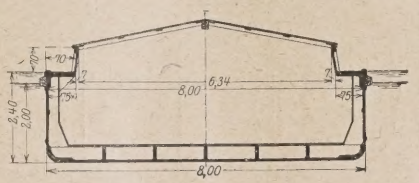


Abb. 36.

Zur Sicherung eines ununterbrochenen Serienbaubetriebes, der auch von den

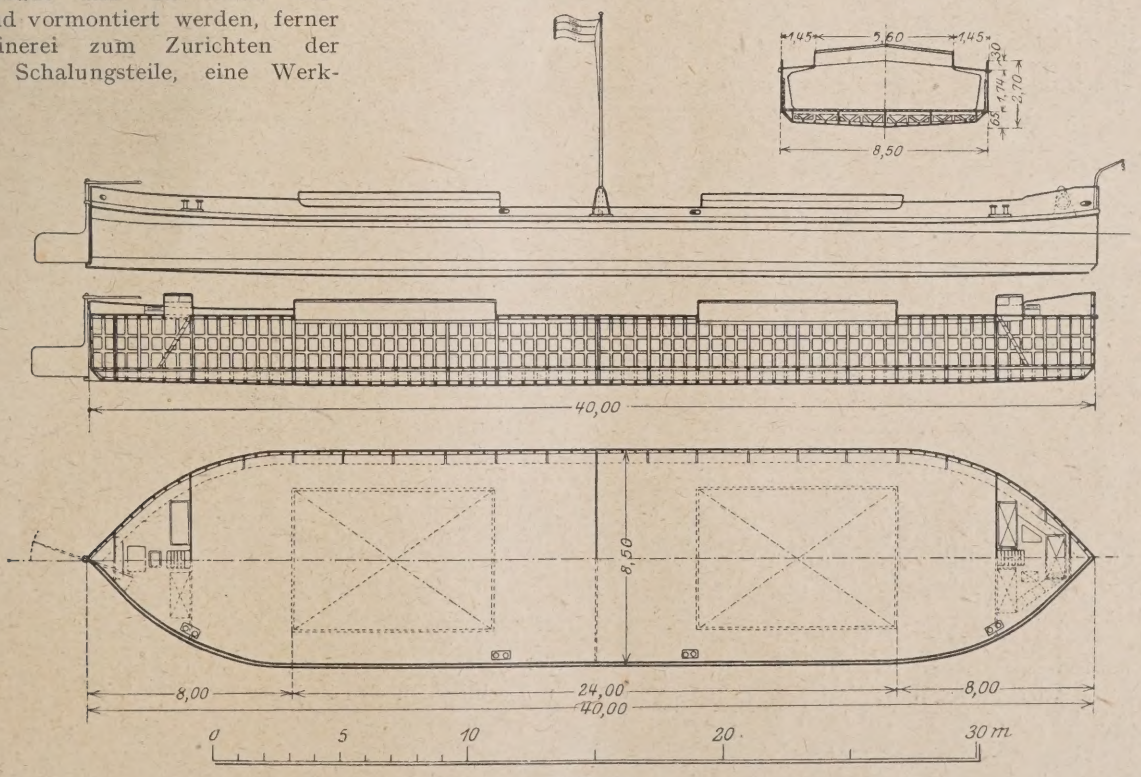


Abb. 37.

Witterungsverhältnissen möglichst unabhängig ist, ist eine Verbreiterung und Ergänzung der jetzigen Werftanlage geplant, deren Grundzüge ebenfalls im Lichtbilde vor-

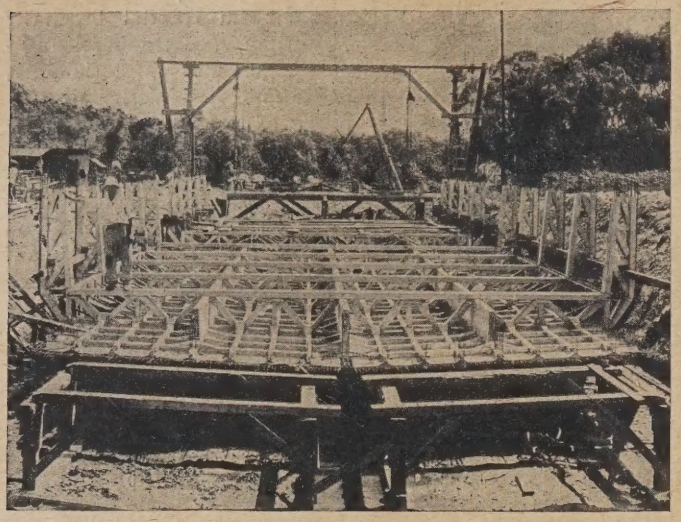


Abb. 38.

Anlagen zum sachgemäßen Bau von Eisenbetonschiffen benötigt werden. Wesentliche Einschränkungen in der Einrichtung der Werft verteuern und behindern den laufenden Betrieb und besonders die Leistungsfähigkeit einer Anlage. Eine weitere Voraussetzung von Wirtschaftlichkeit und Leistungsfähigkeit ist die Durchführung von Serienbauten, d. h. die Ausführung einer größeren Anzahl gleicher Schiffstypen in einer Bauperiode, damit die teuren Schalungskonstruktionen, die schablonenmäßige Ausführung der Eisenarbeiten, die Einarbeitung der Arbeitskräfte weitestgehend ausgenützt werden

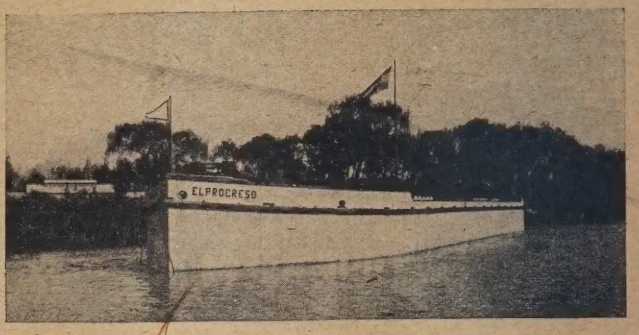


Abb. 39.

geführt worden sind. Hierzu soll die Helling für Ausführung größerer Kähne verbreitert werden, seitlich der Helling angelegte überdeckte Hallen sollen die Ausführung der Schiffe im

können. Diese Fragen spielen für die Lebensfähigkeit des neuen Bauzweiges sowohl hinsichtlich der Güte der Objekte als auch der Wirtschaftlichkeit eine außerordentlich wichtige Rolle;

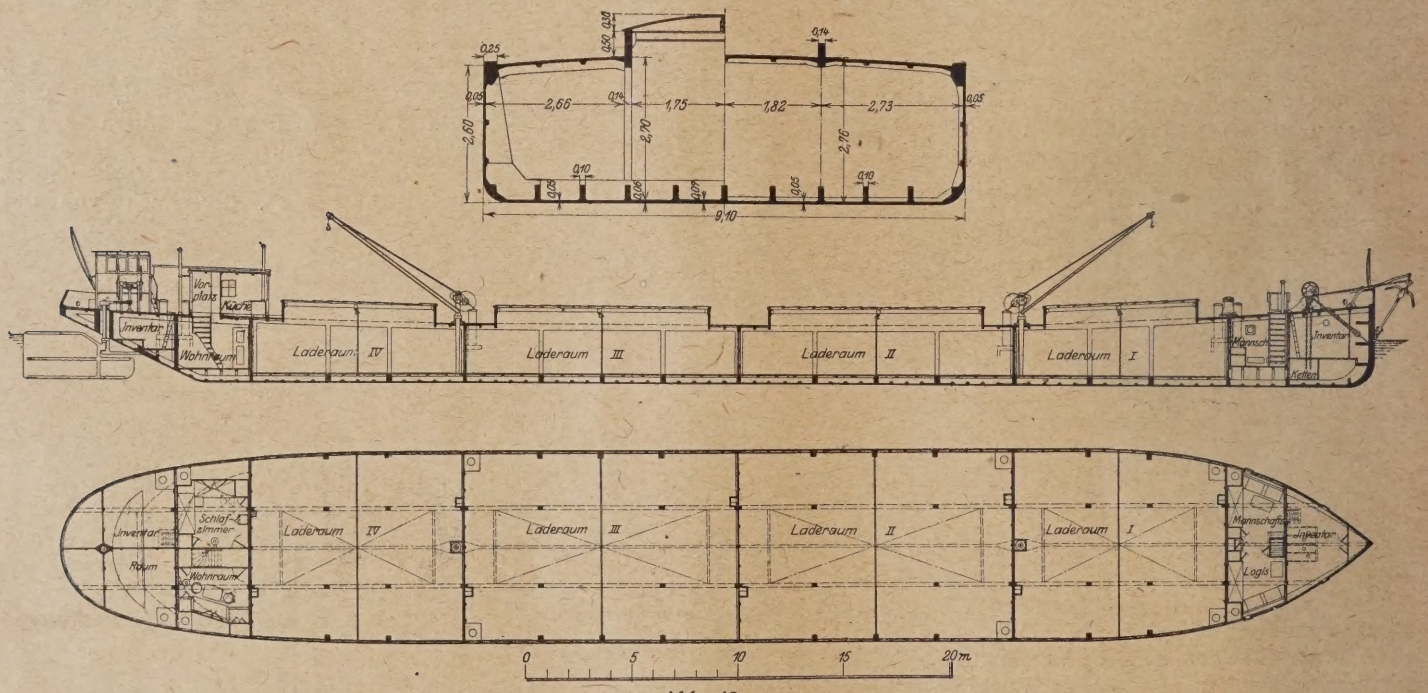


Abb. 40.

gedeckten Raum gestatten, aus denen die fertig betonierten und genügend erhärteten Schiffe durch Querverschiebungen auf die Helling befördert und von da zu Wasser gelassen werden. Wasserseits sind vor diesen Hallen Ausrüstungshäfen vorgesehen, die die Ausrüstung der Schiffe ohne Belastung der Helling gestatten soll.

Aus dieser Gesamtanlage einer Werft, die sich nach den bis jetzt gemachten praktischen Erfahrungen für einen ordnungsmäßigen und wirtschaftlichen Werftbetrieb als erforderlich ergeben hat, ist zu ersehen, daß doch recht hochwertige

denn es genügt nicht allein, durch theoretische und konstruktive Studien sowie Materialversuche die neue Bauweise zu ergründen, sondern es muß auch dafür gesorgt werden, daß nicht durch Unvollkommenheiten und Zufälligkeiten bei der Bauausführung die Ziele der konstruktiven und materialtechnischen Erwägungen in Frage gestellt werden. Es müssen auch hier Praxis und Wissenschaft Hand in Hand arbeiten und sich gegenseitig ergänzen, um schließlich den in jeder Hinsicht befriedigenden Erfolg zu erzielen.

DER UNTERWASSERTUNNELBAU *).

Von Ing. A. Haag, Nikolassee.

Die bei Druckluftgründungen gebräuchlichen Senkkästen sind Kästen ohne Boden, die bis auf die Sohle eines Flusses oder Seebeckens durchs Wasser und weiter, durch Ausgrabung und Entfernung der Erde in den unten offenen Kästen, unter Wasser in den Erdboden versenkt werden (Abb. 1).

Das Wasser wird aus den Kästen durch einströmende Druckluft bis zur Unterkante der Umfassungswände verdrängt. Die Ausgrabungs- und Förderarbeiten werden in Druckluft ausgeführt.

Will man einen solchen Kasten statt in senkrechter Richtung abwärts in wagerechter Richtung vorwärts bewegen,

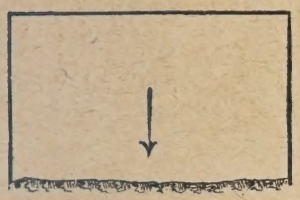


Abb. 1.

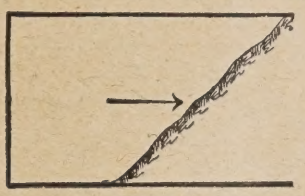


Abb. 2.

so liegt nahe, den Kasten, anstatt am Boden, an der in der Richtung der beabsichtigten Bewegung gelegenen Seitenwand offen zu lassen (Abb. 2).

Will man zudem den Hohlraum des Kastens in der Bewegungsrichtung vergrößern, so muß man von der unveränderlichen steifen Form des Kastens zur verlängerbaren, ausziehbaren Form übergehen (Abb. 3).

Bei den in den Abb. 2 und 3 dargestellten Kastenformen lagert sich der Boden unter natürlicher Böschung im Arbeitsraum ab. Die Formen sind aber ohne inneren Ausbau nicht brauchbar, weil die in den Arbeitsraum zur Verdrängung des Wassers eingeführte Druckluft zwischen den Wänden und am vorderen offenen Ende der Arbeitskammer in der Richtung der Pfeile (Abb. 3) nach oben entweichen würde und dabei durch ihre aufwühlende oder sprengende Wirkung noch Schaden verursachen könnte, abgesehen von den Verlusten an Druckluft.

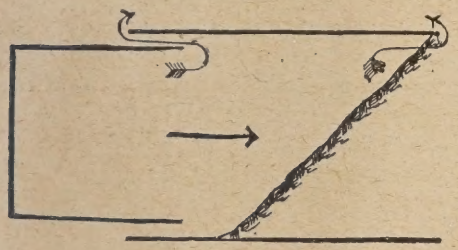


Abb. 3.

Gegen das Entweichen der Druckluft zwischen den Wänden schützt eine zwischen die Wände eingelegte Dichtung (Abb. 4), die die Fuge zwischen den Wänden dauernd verschließt und beim Verschieben des beweglichen Kastenteiles über den feststehenden Teil hinweggleitet. Der Eintritt des Grundwassers in den Arbeitsraum und das Entweichen der Druckluft in der Richtung des Vertriebes werden durch Einbau der Querwand AB und dauernden Wasserverschluß der Öffnung am unteren Ende dieser Wand verhindert (Abb. 4). Der Fuß der unter Wasser liegenden Böschung ist vom Arbeitsraum aus in dem an der Öffnung bei B gebildeten Sumpfe angreifbar. In dem Maße, wie der Böschungsfuß im Sumpfe unter Wasser abgegraben wird, fällt die anstehende Erde der natürlichen Böschung entlang unter Grundwasser in den Sumpf herab und rückt die Böschung vorwärts. In gleichem Maße wird der Vortriebteil des Kastens mit seiner Schneide in das Erdreich durch Druckpressen oder Schrauben vorwärts getrieben. Die Böschung des Erdbodens verbleibt stets im Innern des Vortriebteiles. Die Wand AB darf bei ihrer Vorwärtsbewegung keinem oder nur leicht überwindbarem Widerstand begegnen.

Bei abwärts geneigter Tunnelrichtung wird die Abschlußwand AB niedriger (Abb. 5). Mit größerer Neigung oder für senkrecht abwärts gerichteten Tunnelvortrieb (Abb. 6) wird sie entbehrlich.

Bei Pfeilergründungen des Brückenbaues sieht man von der ausziehbaren Gestaltung der Seitenwände des Arbeitsraumes ab, weil die Decke der Arbeitskammer nicht dauernd an derselben Stelle festgehalten und der Arbeitsraum unter dem Pfeiler mit fortschreitender Versenkung des Kastens nicht vergrößert zu werden braucht. Es wird Abb. 7 = Abb. 1, d. h.: Die Druckluftgründung im Brückenbau ist die einfachste, seither gebräuchliche Sonderform des Raumvortriebes unter Wasser und in wasserreichem Boden.

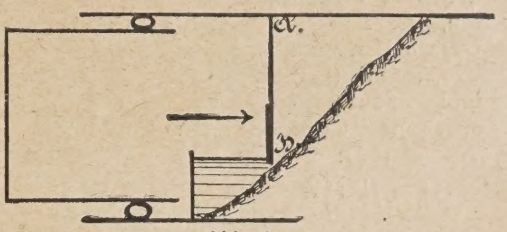


Abb. 4.

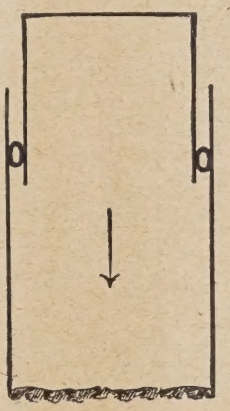


Abb. 6.

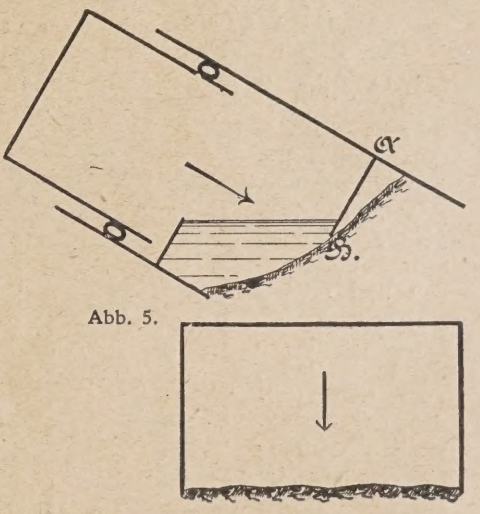


Abb. 5.

Abb. 7.

Wo bei Raumvortrieben in wagerechter oder geneigter Richtung der Boden des Kastens entbehrlich ist, können:

1. die im vorgetriebenen Arbeitsraum herzustellenden Bauwerke mit dem Baugrund in Verbindung gebracht und bei ungenügender Tragfähigkeit des durchfahrenen Bodens auch Gründungsarbeiten im Arbeitsraum ausgeführt werden,
2. in den Arbeitsraum einzustellende Gerüste an der offenen Sohle auf Pfählen oder anderen festen Stützpunkten Aufstellung finden.

Bei Vortrieben in geneigter Richtung muß die Sohle des Arbeitsraumes an den Stellen, wo der Druckluftverlust infolge der Neigung der Sohle zu groß wird, geschlossen oder abgedichtet werden.

*) Der Aufsatz ist eine kurze Zusammenfassung der vom Verfasser in seiner Druckschrift „Grundzüge des Unterwassertunnelbaues", Verlag Jul. Springer, Berlin, 1916, u. a. a. O. dargelegten Ableitungen des Unterwassertunnelbaues aus dem Druckluftgründungsverfahren.

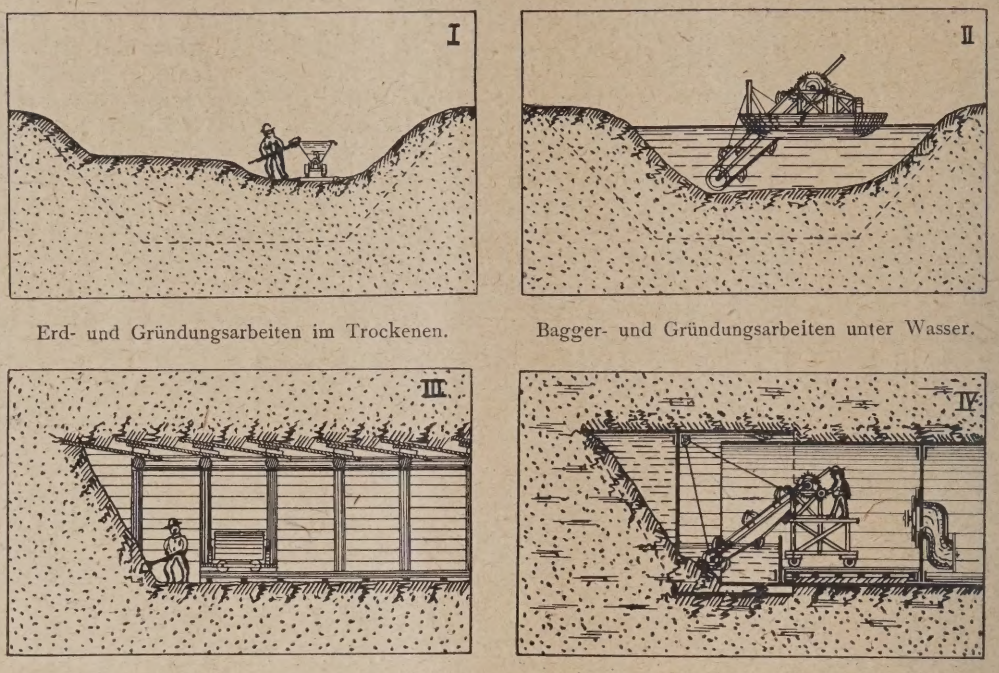
Das Gewicht des Arbeitskastens und seine Überlast müssen zusammen immer größer sein als der Auftrieb des Kastens. —

Der Vergleich der in Abb. 8 schematisch dargestellten vier Arten von Raumgewinnungsverfahren im Tiefbau untereinander beweist, daß Erd- und Gründungsarbeiten im Trockenen (I) und Bagger- und Gründungsarbeiten unter Wasser (II) hinsichtlich der Schwierigkeiten ihrer Ausführung ähnlich zueinander sich verhalten, wie Tunnelbauarbeiten im Trockenen (III) und Tunnelbauarbeiten unter Wasser (IV):

I : II = III : IV

oder

I : III = II : IV.



Erd- und Gründungsarbeiten im Trockenen. Bagger- und Gründungsarbeiten unter Wasser.

Tunnelarbeiten im Trockenen. Tunnelbauarbeiten unter Wasser.

Abb. 8.

Die Arbeitsverfahren I—III sind bekannt. Die Erschließung des Arbeitsverfahrens IV, des Unterwassertunnelbaues, ist möglich und seiner großen Bedeutung und weitgehenden Anwendbarkeit wegen zu erstreben.

Aus diesen und ähnlichen Betrachtungen entstand 1896 der in Abb. 9 dargestellte Vorschlag, Tunnelröhren in wasserreichem Boden vorzutreiben. Ein eisernes Vortriebrohr sollte das aus eisernen Ringen zusammengesetzte, zu verlängernde Tunnelrohr umschließen und mittels Druckwasserpressen stets so weit in den Boden vorgetrieben werden, daß die natürliche Böschung des Bodens im Innern des Vortriebrohres verblieb. In dem am Fuße der Wand AB gebildeten Sumpfe sollte der Fuß der natürlichen Böschung abgegraben werden. Mit fortschreitender Abgrabung des Böschungsfußes sollte der Boden der natürlichen Böschung entlang unter Wasser herabfallen, die Böschung der Abgrabung entsprechend vorrücken und das Vortriebrohr weiter in den Boden hineingetrieben werden, bis ein neuer Tunnelring angesetzt werden konnte. Das Grundwasser im Sumpf sollte — durch Regelung der Druckluftzufuhr in den Arbeitsraum, die Öffnung bei B dauernd verschließen. Hindernisse im Boden sollten, wenn nötig, durch einen Taucher vor der Wand AB gelöst und zum Abrollen in den Sumpf bei B gebracht werden. Schlauchdichtungen sollten die Fuge zwischen Tunnel und Vortriebrohr schließen. Die Dichtungen sollten durch Stellschrauben gegen Zerdrückung gesichert werden.

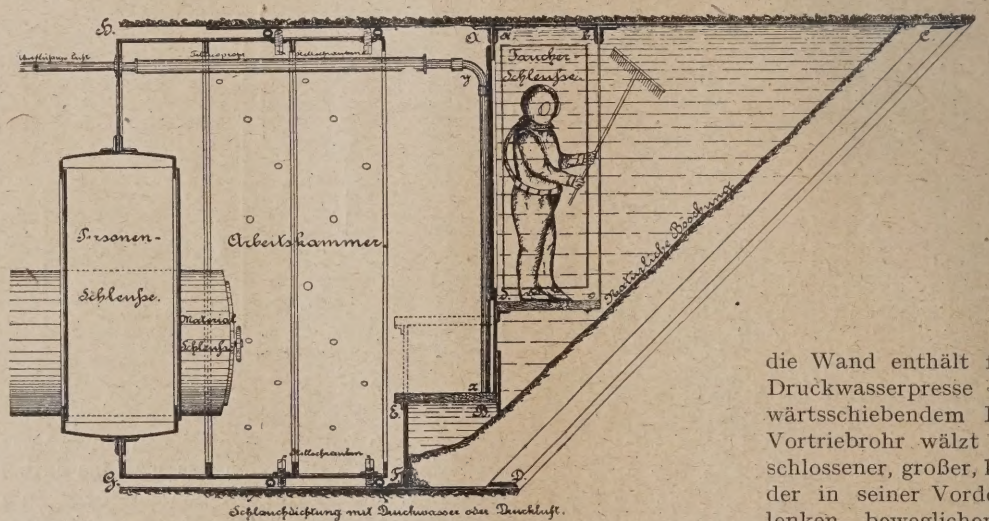


Abb. 9. Röhrenvortrieb im Boden unter Wasser (Vorschlag v. 1896).

Der Wunsch, Hindernisse jeder, selbst schwerster Art in dem zu durchfahrenden Boden statt durch vorgeschickte Taucher vom trockenen Innernraum des Vortriebrohres aus zertrümmern, lösen, zum Abfall auf die Sohle des Vortriebrohres bringen und von da nach rückwärts in den Tunnel fördern oder dahin absaugen, ferner die schweren, eisernen Tunnelröhren durch vorübergehend auszusteifende und auszumauernde leichtere Tunnelummantelungen ersetzen und den Druck der Vortriebpressen im Tunnel nach rückwärts auf das fertige Tunnelmauerwerk übertragen zu können, führte sodann zu dem in den Abb. 10 bis 12 dargestellten Vorschlag eines Tunnelhobrers.

Dieser Tunnelbohrer besteht aus einem schweren Vortriebrohr mit vor- und rückwärts schiebbarem oberen Kappenschild. In seinem hinteren Teil ist das Vortriebrohr durch eine starke Wand abgeschlossen. In diese Wand sind Personen- und Bodenförderschleusen eingebaut; die Wand enthält ferner eine kräftige Druckwasserpresse mit vor und rückwärtsschiebendem Kolben. In dem Vortriebrohr wälzt sich ein vorn geschlossener, großer, hohler Bohrzylinder, der in seiner Vorderwand mit in Gelenken beweglichen Spürrohren und Stoßmeißeln versehen ist, die den Boden vor dem Zylinder lösen. Durch kleine Drehungen des Bohrzylinders um seine Längsachse wird jeder Punkt der Böschung angreifbar. Der gelöste und an die Sohle des Vortriebrohres unter Wasser herabgefallene Boden wird durch in den Boden des Vortriebrohres eingebaute Röhren nach rückwärts in den Tunnel gefördert oder dahin abgesaugt. Der Kolben der Druckwasserpresse schiebt bei seiner Vorwärtsbewegung den wälzbaren Bohrzylinder gegen das Erdreich vor, bei seiner Rückwärts-

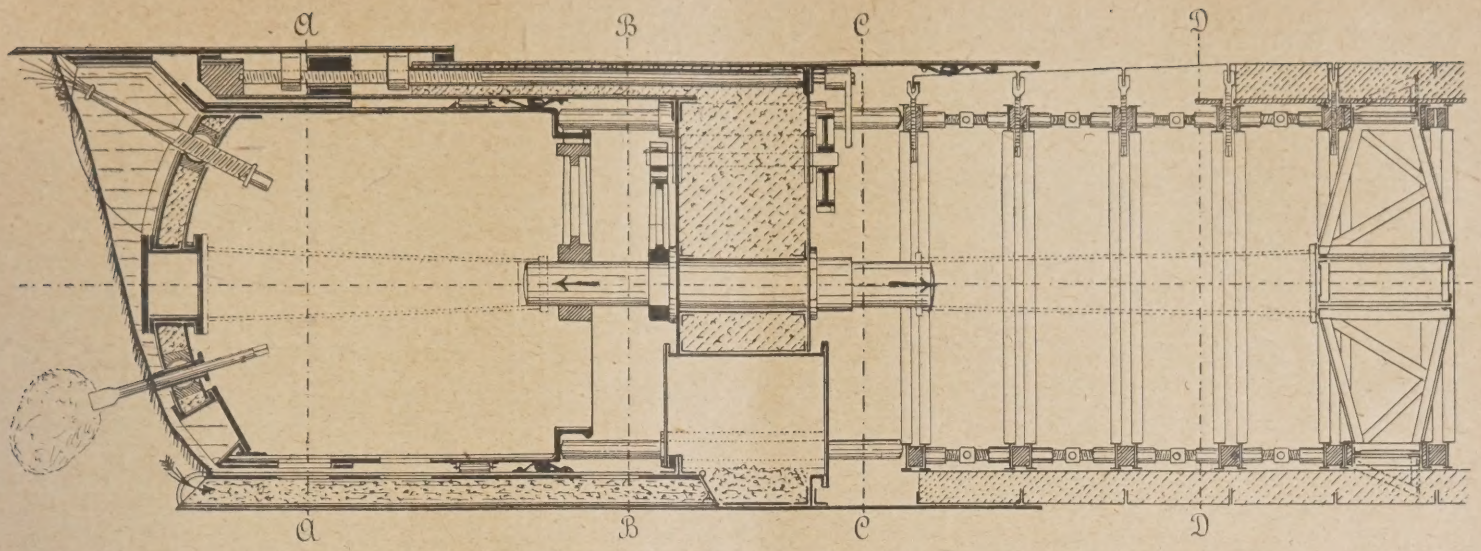


Abb. 10. Längenschnitt eines Tunnelbohrers.

bewegung dagegen das Vortriebrohr in das Erdreich hinein. Der Pressendruck wird durch Hilfsstempel bei der Vorwärtsbewegung des Kolbens auf die Vorderwand des Bohrzylinders, bei der Rückwärtsbewegung des Kolbens auf eine im rückwärtigen Teil des Tunnels eingebaute, versetzbare Hilfskonstruktion und durch diese auf das fertige Tunnelmauerwerk übertragen. In den Tunnelraum eingestellte Gerüste mit Stockspindeln stützen die dünnwandige, ausdehnbare Tunnelumkleidung gegen den Druck des umgebenden Erdreiches so lange ab, bis die Tunnelumkleidung ausgemauert ist und das Mauerwerk die Erdlast aufnehmen kann.

Abb. 11. Querschnitte zu Abb. 10.

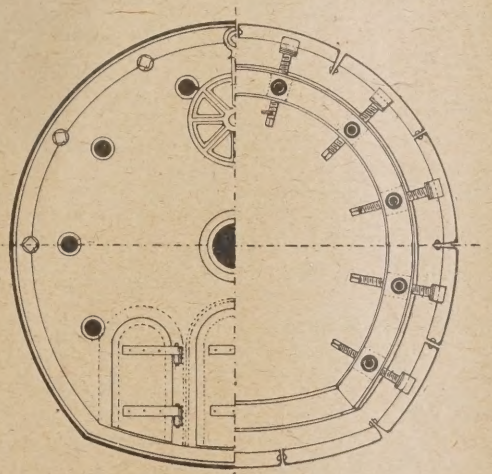


Abb. 12. Querschnitte zu Abb. 10.

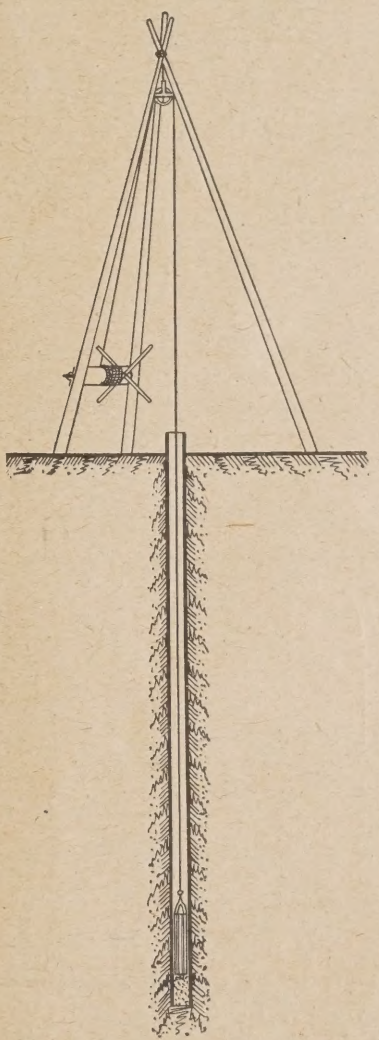


Abb. 13. Gewöhnlicher Erdbohrer.

Der Vergleich der Abb. 13, die einen gewöhnlichen Erdbohrer mit eingehängter Sandpumpe darstellt, mit der Abb. 10 zeigt, daß das Tunnelvortriebverfahren im Erdboden unter Wasser nichts anderes ist, als ein Erdbohrverfahren in großem Maßstabe in wagerechter Richtung unter Wasser. In beiden Fällen wird ein Rohr in den Boden getrieben und der im Rohr an seinem unteren, beziehungsweise vorderen Ende befindliche Bodenkern aus dem Rohr entfernt. Aus dem Innern des Tunnelbohrers wird das Wasser durch Druckluft vertrieben.

Im Boden ohne Hindernisse wird der Tunnelbohrer einfacher, weil der drehbare Bohrzylinder wegfällt (Abb. 14).

Zum Vortrieb eines Tunnels im offenen Wasser, auf der Sohle eines Flusses oder Sees oder eines unter Wasser ausgebaggerten, von Böschungen oder Spundwänden begrenzten Grabens, in dem keine Bodenförderung auszuführen ist, genügt eine in der Richtung des Tunnelvortriebs über den Tunnel vorschiebbare Taucherglocke, durch deren rückwärtige Seitenwand der fertige Tunnelteil in den Arbeitsraum der Taucherglocke bei dichtem Fugenverschluß einmündet. Die tragenden Teile der Taucherglocke und der Ballast gegen den Auftrieb können entweder außerhalb des Arbeitsraumes der Glocke (Abb. 15) oder im Arbeitsraum der Glocke (Abb. 16) liegen. Liegen sie im Arbeitsraum, so ist die Glocke bei richtigem Ausbau auch als Vortriebsschild benutzbar. Taucherglocken für Unterwassertunnel sind mit dem Tunnel zu verankern, damit sie nicht durch den Luftdruck vom Tunnel abgetrieben werden.

— Sie können an Rollen oder an Wagen hängen, die über Wasser auf Gerüsten laufen.

Leser, die sich für die Lösung der Aufgaben des Unterwassertunnelbaues interessieren, seien auf die erwähnte Druckschrift „Grundzüge des Unterwassertunnelbaues" sowie auf die in der Deutschen Bauztg. 1917, Nr. 62, S. 310, 1918 Nr. 1/2, S. 6 und Nr. 32, S. 140, ferner im Zentralbl. d. Bauverwaltung 1918, Nr. 49, S. 243 und 1919 Nr. 11, S. 57 erschienenen Aufsätze verwiesen. In diesen Abhandlungen ist bewiesen, daß der Unterwassertunnelbau ein Druckluftgründungsverfahren in wagerecht oder geneigt fortschreitender Bewegung ist. Er besteht entweder aus einem Taucherglockenverfahren in offenem Wasser oder aus einem Tunnelbohrverfahren im Erdboden unter Wasser. Das Taucherglockenverfahren im offenen Wasser ist ebenso einfacher als das Tunnelbohrverfahren, wie die Versenkung einer Taucherglocke oder eines Senkkastens durch offenes Wasser einfacher ist als die Versenkung eines Senkkastens in den Erdboden unter Wasser. Die Anwendung des Unterwassertunnelbauverfahrens in senkrechter Richtung abwärts führt zum Brunnen- und Schachtbau mittels vorzutreibender Brunnenkränze oder Senkschuhe (vgl. Z. d. B. 1919, Nr. 43/44, S. 244).

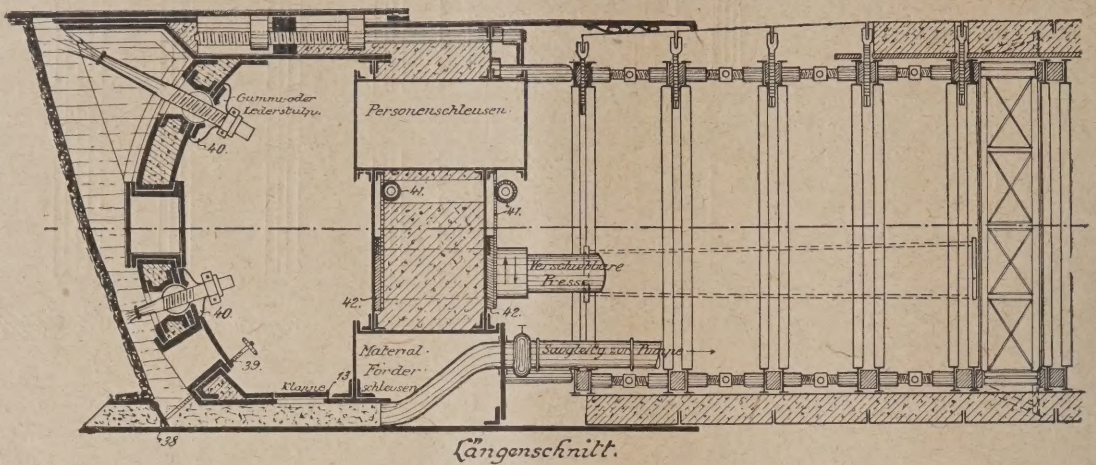


Abb. 14. Tunnelbohrer für leichten Boden ohne Hindernisse.

Unterwassertunnel sind in allen Wassertiefen ausführbar, in denen Menschen in Druckluft arbeiten können. Diese Beschränkung ist in vielen Fällen kein Hinderungsgrund. Die Frage, ob auch in größeren Wassertiefen Tunnel mittels ringsum geschlossener Vortriebschilde ausführbar sein werden, hängt von der Lösung der Frage ab, ob es möglich sein wird, dauerhafte Dichtungen gegen den äußeren, unter Umständen hohen Wasserüberdruck über den im Tunnel herstellbaren Luftdruck, dem solche tiefliegenden Tunnel ausgesetzt sind, zwischen Tunnel, Vortriebschild und Tunnelbohrer einzulegen und während des Vortriebes dicht zu erhalten. Diese Frage ist nur durch Versuche zu lösen. Ehe sie gelöst ist, erscheinen alle Tunnelausführungen in solchen grossen Wassertiefen als sehr gewagte Unternehmen, die den gefährlichsten Katastrophen ausgesetzt sind. und vor deren Inangriffnahme zu warnen ist.

Vorstehende Abbildungen und Erläuterungen geben lediglich die Grundsätze an, nach denen Taucherglocken und Tunnelbohrer für Unterwassertunnel herzustellen und zu verwenden sind. Jeder Ausführungsfall ist, seinen Bodenarten und Wassertiefen entsprechend, in allen Einzelheiten eingehend zu prüfen und konstruktiv zu behandeln.

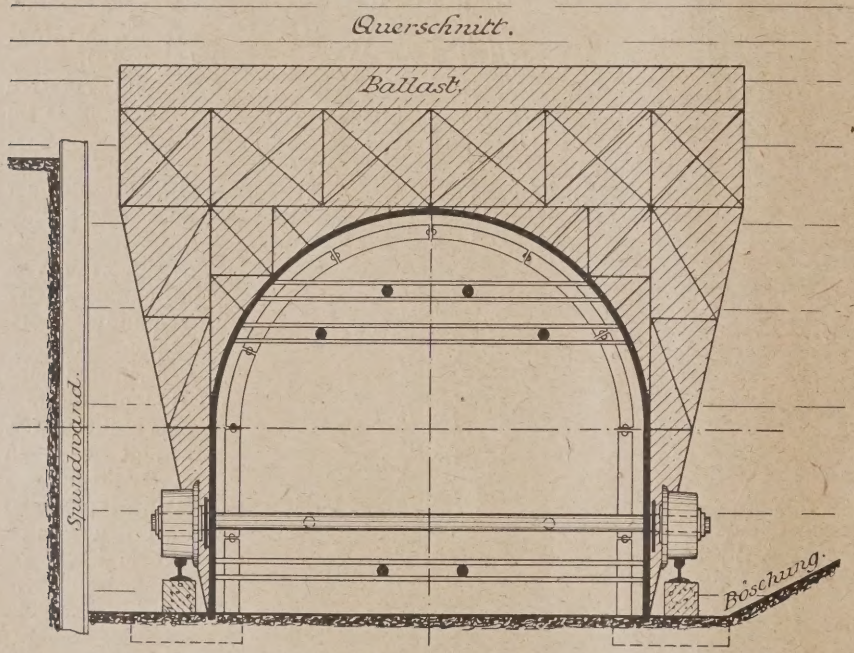


Abb. 15. Querschnitt einer Tunnelbau-Taucherglocke (Ballast außen).

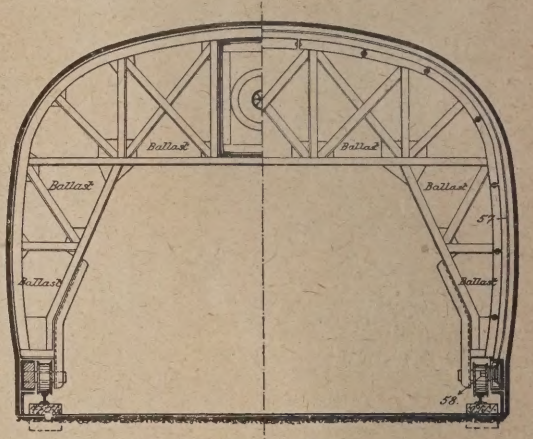


Abb. 16. Querschnitt einer Tunnelbau-Taucherglocke (Ballast innen).

Der Unterwassertunnelbau sollte mit der Ausführung leichter Aufgaben und der Sammlung von Erfahrungen hierbei begonnen werden. Bei diesen Ausführungen würden Versuche zu machen sein, z. B. der Versuch, statt eiserner Tunnelmäntel hölzerne Tunnelumkleidungen oder solche aus Betonplatten zu verwenden, um große Eisenmengen zu sparen. Fallen diese Erfahrungen befriedigend aus, so werden sich dann auch große und schwierige Aufgaben des Unterwassertunnelbaues bald und sicher lösen lassen.

DER RHEIN-NECKAR-DONAU-KANAL UND DIE NECKARWASSERKRÄFTE.

Von Baurat Böhmler, Mannheim.

(Schluß von Seite 475).

Aus diesen Gründen werden auf dem Neckar-Donau-Kanal besondere Schlepper von erheblich kleinerer Maschinenleistung verkehren. Solange der Verkehr klein ist und nicht mehr als 1 Million Tonnen im Jahr beträgt, wäre der Schiffahrtsbetrieb am wirtschaftlichsten, wenn die kleinen Kanalschlepper mit einem großen oder auch 2 kleineren Kähnen im Anhang durch die Schleusen durchgeschleust werden könnten. In diesem Falle müßten die Schleusenkammern mindestens 120 m lang werden. Schon bei einem Jahresverkehr von 2 bis 3 Millionen Tonnen wird es jedoch in Anbetracht der verhältnismäßig kurzen Haltungen zwischen den einzelnen Schleusen ratsam sein, in jeder Haltung 1 bis 2 Schlepper festzulegen und Pendelschleppverkehr einzuführen, weil dann die Schiffahrtsbetriebskosten des Pendelschleppverkehrs geringer sein werden, als die Betriebskosten des Schleppzugsverkehrs. Alsdann brauchen die Schleppdampfer nicht mehr durch die Schleusen fahren. Die Schleusenkammer braucht nur noch ein einzelnes 1200-Tonnen-Schiff aufzunehmen, es genügt daher eine Länge von 90 m.

Es werden also für kleinen Anfangsverkehr die Schiffahrtsbetriebskosten bei nur 90 m Schleusenlänge etwas höher sein, als wenn Schleppzugschleusen vorhanden wären. Ein Schleppzug mit einem Kahn im Anhang wird durch doppelten Schleusenaufenthalt zum Durchfahren des Kanals von Mannheim bis Ulm 14 Stunden länger brauchen als ein einziges auf sich fahrendes Schiff. Diesem kleinen Nachteil gegenüber erwächst aber der große Vorteil, daß in den Bau- und Anlagekosten große Ersparnisse gemacht werden können, bei Wahl kurzer Einzelschleusen an Stelle von langen Schleppzugsschleusen. Diese Ersparnisse werden so groß sein, daß ihre Verzinsung und Tilgung wesentlich höhere Beträge ergibt, als die Summe aller Mehrkosten des Einzelschleppverkehrs. Die Einzelschleusen von nur 90 m Länge sind also wirtschaftlich und betriebstechnisch völlig gerechtfertigt. Die Frage, ob die Pendelschlepper mit einer Dampfmaschine auszurüsten sind oder mit Elektromotoren, deren Stromversorgung von einer am Kanalufer sich hinziehenden Oberleitung aus erfolgen könnte, braucht heute noch nicht entschieden zu werden, ebensowenig die Frage, ob nicht elektrische Treidelei am Ende doch vorteilhafter ist. Nachdem so über die Schleusenfrage bei der Entwurfsbearbeitung des Überlandkanals Plochingen—Ulm volle Klarheit geschaffen war, kamen neue Schwierigkeiten bei der Neckarstrecke Mannheim—Plochingen. Die sich ergebenden Gefällsstufen von 6,5 bis 10,5 m Höhe waren zu niedrig, um die Tauchschleuse in den gezeigten Erscheinungsformen verwenden zu können, weil sie bei solchen niederen Gefällen mehr als doppelt so teuer ist als entsprechende Kammerschleusen. Kammerschleusen zu verwenden war aber auch ausgeschlossen, weil es viel wichtiger erschien, das zur Verfügung stehende Neckarwasser in den Wasserkraftwerken auszunützen und nicht in den Schleusen zu vergeuden, und weil jede einzelne Schleusung eine, wenn auch geringfügige Störung des Kraftwerksbetriebes durch die plötzliche Entziehung einer großen Menge Schleusenwasser aus der oberen Haltung verursacht.

Je öfter sich dann die Schleusung wiederholt, je stärker die Schiffahrt auf dem Kanal anwächst, desto beträchtlicher die Störung.

Bei noch größer werdendem Schiffsverkehr sind die Störungen so einschneidend, daß die sämtlichen Kraftwerke beträchtlich entwertet würden. Wenn diese Entwertung auch erst in sehr später Zukunft geschehen wird, so ist doch der Gedanke unerträglich, heute ein Werk zu schaffen, dessen volle Ausnützung als Wasserstraße nur dann möglich ist, wenn die Gewinnung von Wasserkräften in der Zukunft gefährdet ist. Überschlägige Berechnungen ergaben, daß es unter solchen Umständen angebracht ist, unter allen Umständen die Anlage von Kammerschleusen zu vermeiden und Schiffseisenbahnen oder Hebewerke oder sonstwelche Schleusen ohne Wasserverbrauch in den Kauf zu nehmen, selbst dann, wenn dadurch erhebliche Mehrkosten entstünden.

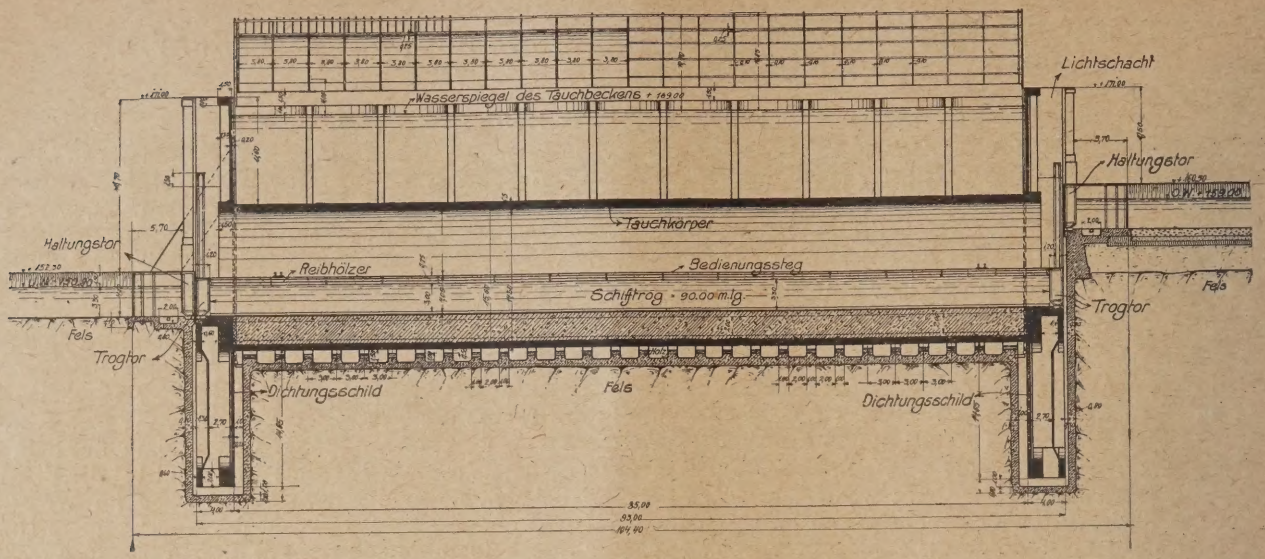
Weitere eingehende Beschäftigung mit der Schleusenfrage zeigte einen Ausweg. Es gelang, die Tauchschleuse in einer weiteren Erscheinungsform so auszugestalten, daß ihre Baukosten auch bei Gefällen von 5 bis 10 m nicht wesentlich über die einer gleich großen Kammerschleuse hinausgingen.

Der wassergefüllte Trog ist bei dieser Erscheinungsform in das Innere des Tauchkörpers verlegt, der eine Eisenbetonröhre von 65 cm Wandstärke und 15,6 m äußerem Durchmesser darstellt. Der Tauchkörper taucht bei der Fahrt genau wie bei den anderen Erscheinungsformen im Wasserbecken auf und ab. An beiden Enden des Tauchkörpers sitzen auf der Eisenbetonröhre und fest mit dieser verbunden rechteckige Schilder aus Eisenbeton, aus deren Fläche der Luftquerschnitt des Innenraumes der Röhre ausgeschnitten ist. Damit nun der Innenraum des Tauchkörpers auch während der Fahrt mit der Außenwelt in Verbindung bleiben kann, bilden die beiden Schilder zugleich die Abschlußwand des Wasserbeckens in der Richtung der oberen und unteren Haltung. Da diese Abschlußwände verschiebbar sind, so müssen sie gegen die festen Abschlußwände des Wasserbeckens abgedichtet werden. Bei dieser Erscheinungsform ist es möglich, den eisernen senkrecht beweglichen Fahrwagen außerhalb des Wasserbeckens und jederzeit zugänglich anzuordnen. Die Antriebsmaschine ist noch einfacher als sonst und verbraucht zur Hebung eines 1200-Tonnen-Schiffes auf 8 m Höhe höchstens 3 kW-Stunden.

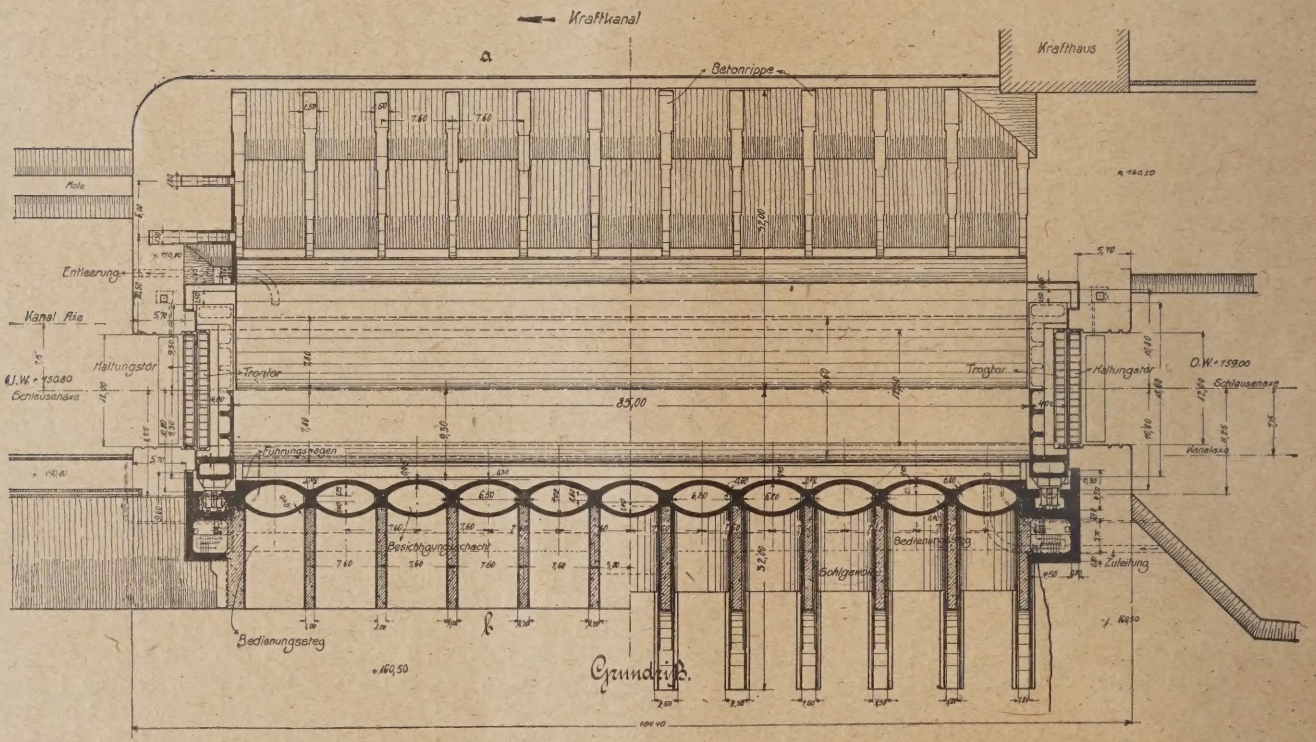
Für die Ausbildung des Wasserbeckens selbst waren die Untergrundverhältnisse im Neckartal ausschlaggebend. Meist steht in geringer Tiefe unter dem Gelände Fels an, der eine sichere Gründung des Beckens zuläßt und eine einfache Beckenausbildung ermöglicht, wodurch die Baukosten niedrig gehalten werden können. Eine derartige Schleuse erfordert auf Grund genauer Kostenberechnung für 8 m Schleusengefälle in Friedenspreisen 1 300 000 M Baukosten, während eine Kammerschleuse bei gleicher Größe und bei gleichen Gründungsverhältnissen nicht unter 1 Million Mark zu erstellen sein wird, wozu noch der Wert der bei den Schleusungen verlorengehenden Wasserkräfte im Betrag von mehreren hunderttausend Mark zugerechnet werden muß. Die tatsächlichen Mehrkosten der Tauchschleuse sind also so gering, daß sie gegenüber dem großen Vorteil welchen die Tauchschleuse in bezug auf die Wasserkraftnutzung ermöglicht, gar nicht ins Gewicht fallen.

Jetzt erst, nachdem die Schleusenfrage so gelöst war, daß ein guter Teil des zufließenden Neckarwassers nicht mehr von der Schiffahrt beansprucht werden mußte, konnte die Frage der vorteilhaften und ungestörten Ausnutzung des Neckarwassers in den an jeder Gefällsstufe angeordneten Kraftwerken restlos gelöst werden.

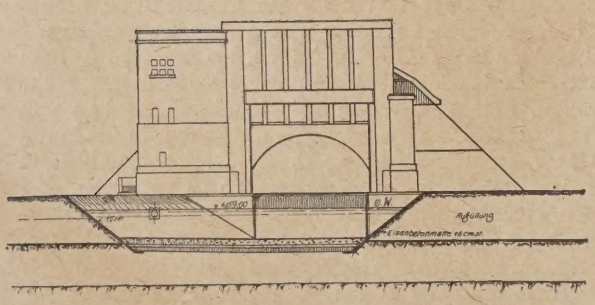
Wie ist es möglich, die Krafterzeugung in diesen Kraftwerken beträchtlich über das bis jetzt übliche Maß hinaus zu steigern? Auch noch auf viele Jahre hinaus werden wir nicht soviel Kohlen zur Verfügung haben, als wir zum Aufbau unserer Wirtschaft brauchen. Wenn wir wieder in die Höhe kommen wollen, müssen wir den beschleunigten Ausbau von Wasserkräften, die den Kohlenmangel ausgleichen, in die Hand nehmen. Unter Berücksichtigung dieser Gesichtspunkte ist auch der Ausbau der Neckarwasserkräfte, so zu gestalten, daß jeder Tropfen Neckarwasser, mit Ausnahme etwaigen Überschußwassers bei hohen Wasserständen ausgenützt wird. Der Ausbau der Neckarwasserkräfte ist vor dem Kriege immer wieder verzögert worden, weil der Absatz des Stromes nicht sichergestellt schien und weil die Wasserkräfte nach den damaligen Entwurf für sich allein infolge zu großer Baukosten un-



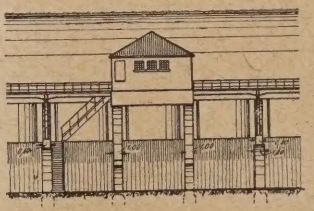
Längsschnitt.



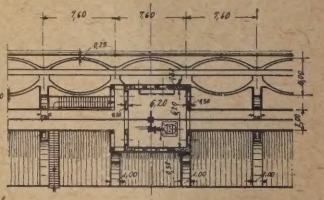
Draufsicht.



Ansicht der oberen Haltung.

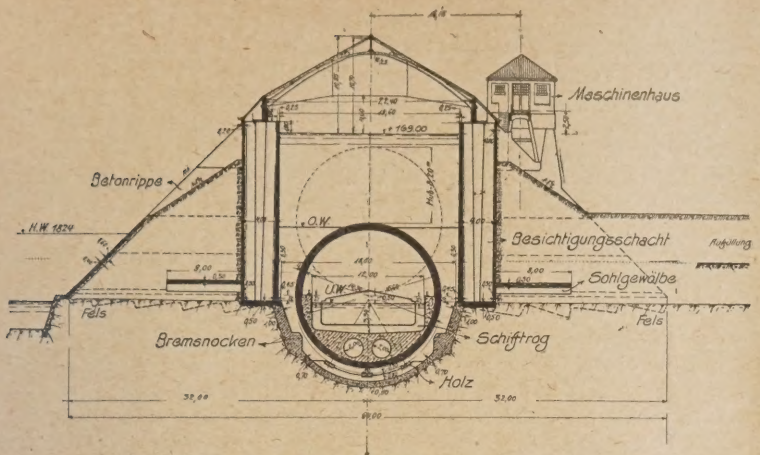


Ansicht des Maschinenhauses.

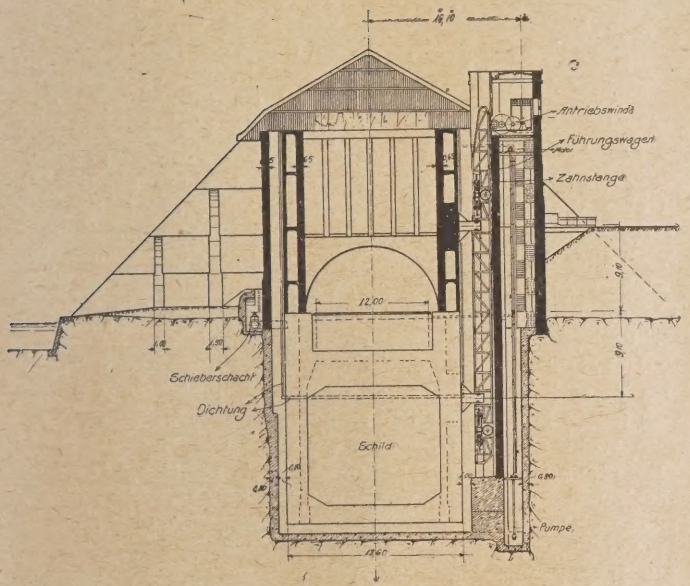


Grundriß des Maschinenhauses.

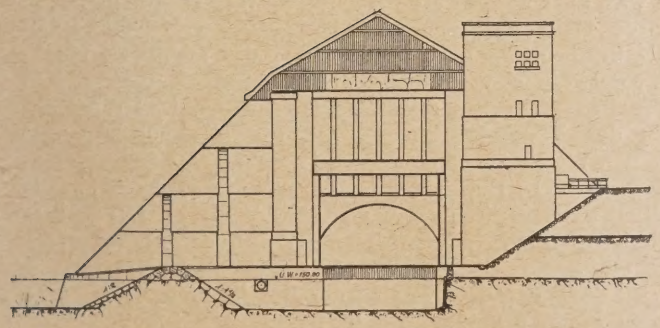
Abb. 3.



Schnitt a—b.



Schnitt durch den Führungsturm.



Ansicht der unteren Haltung.

Abb. 3.

wirtschaftlich und gegenüber der Dampfkraft nicht wettbewerbsfähig waren. Unter den heutigen Verhältnissen, wo man selbst dann bauen müßte, wenn die Wasserkräfte ebenso teuer wie die Dampfkräfte wären, dürfen wir die Wasserkräfte, die sich billiger stellen als die Dampfkraft, als ein wahres Gottesgeschenk betrachten, dessen Verwendung unter keinen Umständen länger hinausgeschoben werden darf.

Seither war es üblich, die Größe einer Wasserkraft durch die Zahl der Pferdekräfte zu bezeichnen, welche sich ergab bei einer Wassermenge, die an mindestens 180 bis 200 Tagen vorhanden war. Dann wurde erwogen, daß die so gewonnenen Kräfte als Höchstleistung erfahrungsgemäß nur ungefähr 3000 Stunden lang im Jahr, obgleich das Jahr 8760 Stunden hat, ausgenützt und verwertet werden konnten und daraus die Wettbewerbsfähigkeit der Wasserkraft errechnet. Die geringe Ausnützungsdauer von 3000 Stunden erklärt sich der Hauptsache nach daraus, daß die mögliche Höchstleistung des Werkes nur an wenigen Stunden des Tages zustandekommt und nachts meist auf einen Bruchteil des Tagesbedarfs heruntersinkt, wobei der größte Teil des Nachts im Fluß zufließenden Wassers unausgenützt davonläuft. Besonders unwirtschaftlich war dabei, daß jedes einzelne Werk sich eine verhältnismäßig große Dampfreserve halten mußte, um für Niederwasserzeiten und besonders großen Spitzenbedarf von kurzer Dauer gedeckt zu sein.

Die Steigerung der Wasserkraftausnützung weit über das übliche Maß hinaus ist möglich:

1. Durch Anordnung höchster Gefällsstufen, gegebenenfalls durch Zusammenlegung kleiner Gefällsstufen;
2. durch Verringerung der Gefällsverluste in den Werkkanälen, soweit solche vorhanden sind;
3. durch Ausbau der Kraftwerke für eine größere Wassermenge, selbst wenn diese nur an 100 bis 120 Tagen zur Verfügung steht;
4. durch Zusammenfassung sämtlicher Kraftwerke in einer Hand;
5. durch Anlage von Tagesspeichern.

Hohe Gefällsstufen sind auch für die Schiffahrt erwünscht. Die Grenze nach oben ist im Neckartal durch den Zwang gezogen, tiefgelegene Ortschaften nicht unter Wasser zu setzen und wertvolles Wiesengelände im Talgrund zu schonen. Für eine bestimmte Wassermenge sind nach dem heutigen Stand der Technik die Anlagekosten eines Krafthauses samt Turbinen und Generatoren nahezu gleich groß, ob 5 oder 10 m Gefälle vorhanden sind. 2 Krafthäuser von 5 m Gefälle kosten also doppelt soviel als eines von 10 m Gefälle. Vei den Betriebskosten herrschen ähnliche Verhältnisse. Noch wichtiger ist es aber, daß bei der 10 m hohen Gefällstufe mehr Kraft gewonnen werden kann, als in 2 Werken von je 5 m Gefälle.

Eine weitere Steigerung der Wasserkraftausnutzung ist dadurch erzielt worden, daß die Werkkanäle ein kaum nennenswertes Gefälle erhielten, was durch glatte betonierte Kanalböschungen ermöglicht wurde.

Die Steigerung der Kraftgewinnung durch Ausnutzung einer Wassermenge, wie sie nur an 100 bis 120 Tagen zur Verfügung steht, ist heute eine technische Selbstverständlichkeit geworden.

Leider ist das gleiche nicht auch von dem folgenden Grundsatz zu sagen, daß sämtliche Neckarkraftwerke in einer Hand zusammengefaßt werden müssen. Wenn auch die reichsgesetzliche Regelung in dieser Richtung arbeitet, so ist doch noch viel zu wenig bekannt, wie groß der Nutzen solcher Zusammenfassung ist. Durch den Zusammenschluß der Verwaltung aller Werke in einer einzigen Stromabgabestelle und dadurch, daß man alle Werke auf eine einzige Sammelschiene arbeiten läßt, also einer einzigen Verwaltung ungefähr 70 000 Pferdestärken nach landläufiger Bezeichnung zur Verfügung stellt, wird es möglich sein, nicht nur durch geschickte Tarifpolitik die nach Jahreszeiten wechselnde Krafterzeugung dem Kraftbedarf anzupassen, sondern auch den verschiedenartigen Strombedarf der einzelnen Bezieher nach Zeit und Menge so ineinander zu schachteln, daß die Ausnutzungsdauer bedeutend

gesteigert werden kann. Dazu kommt noch der weitere Vorteil der Zusammenfassung aller Werke, daß nicht jedes Werk Dampfreserven haben muß, sondern daß die gesamte Dampfreserve in nur wenigen großen Maschinenhäusern zusammengefaßt werden kann, wodurch es möglich ist, mit viel kleineren Dampfreserven und viel geringeren Betriebskosten auszukommen. Als Dampfreserve für die Neckarwerke dürften die bestehenden Dampfelektrizitätswerke von Mannheim, Rheinau, Karlsruhe und Stuttgart genügen.

Die jährliche Ausnutzungsdauer kann aber noch weiter gesteigert werden, wenn dafür gesorgt wird, daß das überschüssige Nachtwasser nicht unausgenützt fortläuft. Die elektrischen Strombedarfskurven von Mannheim und Stuttgart stimmen darin überein, daß nachts nur ein Drittel so viel Strom gebraucht wird als in den Tagesstunden. Wenn also tagsüber die ganze im Fluß zulaufende Wassermenge zur Krafterzeugung ausgenutzt wird, so ist es nachts in Anpassung an die Bedarfskurve nur möglich, ein Drittel der zur Verfügung stehenden Wassermenge zu verwenden. Die übrigen zwei Drittel fließen unausgenützt ab, sofern dieses Wasser nachts nicht angesammelt werden kann, um es erst am Tage darauf als Zusatzwasser zu verwenden. Diese Ansammlung des Nachtwassers ist nun im Neckar möglich und soll in einem sogenannten Tagesspeicher geschehen.

Dadurch, daß das im Tagesspeicher nachts angesammelte Wasser tagsüber als Zusatzwasser verwendet werden kann, wird die Krafterzeugung während der Tagesstunden erheblich gesteigert. Führt der Neckar an einer Stelle beispielsweise 52 cbm Wasser in der Sekunde, so könnte dies eine Leistung von täglich $52 \times 24 = 1248$ Stunden-cbm bedeuten. Wird aber des Nachts 12 Stunden lang nur $^1/_3$ des Wassers, also 17 cbm gebraucht, so ist die tatsächliche Leistung

nachts $12 \times 17 = 204$ Stunden-cbm und
tagsüber $12 \times 52 = 624$ „ „
zusammen 828 Stunden-cbm

1248 — 828 oder 420 Stunden-cbm gehen also verloren, dies sind 50% der ohne Tagesspeicher möglichen Wasserkraftleistung. Mit Hilfe des Tagesspeichers gestaltet sich das Bild in Anpassung an die Strombedarfskurven von Mannheim und Stuttgart wie folgt:

Nachts 12 Std. zu 26 cbm Wasser = 312 Std.-cbm
tagsüber dreimal soviel = 12 Std.
zu 78 cbm Wasser . . . . . = 936 „ „
1248 Std.-cbm

d. h. die gesamte innerhalb 24 Stunden zur Verfügung stehende Wassermenge von 52 cbm ist ausgenützt und 50% Kraftgewinn unter der Voraussetzung erzielt, daß sowohl mit als auch ohne Tagesspeicher die Wassermenge, die an mindestens 180 bis 200 Tagen vorhanden ist, zur Verwendung kommt.

Damit aber für sämtliche 26 Kraftwerke am Neckar ein einziger Tagesspeicher, ein Haupttagesspeicher oberhalb des ersten Kraftwerkes, also oberhalb Plochingen genügt, ist es notwendig, den in den Morgenstunden sich fortwährend steigernden Mehrbedarf an Strom oder die in den Abendstunden sich ergebende Verringerung an Strom auf sämtliche 26 Kraftwerke zu verteilen, sodaß jedes Kraftwerk zu gleicher Zeit seine Leistung vermehren oder vermindern muß und gezwungen wird, den Wasserverbrauch seiner Turbinen um die gleiche Wassermenge zu vermehren oder zu vermindern.

Es ist leicht zu verstehen, daß dieser Arbeitsvorgang an jedem Kraftwerk ohne weiteres vorgenommen werden kann, wenn bei jedem Kraftwerk ein Tagesspeicher vorhanden ist. Weniger selbstverständlich ist es, daß ein einziger Tagesspeicher oberhalb des ersten Werkes für alle 26 Kraftwerke zusammen genügen soll.

Es ist eingewendet worden, daß das bei Plochingen gespeicherte Wasser höchstens den zunächst gelegenen Werken zugute käme und bei den weiter talabwärts befindlichen Werken erst in der nächsten Nacht ankommen würde, also zu einer Zeit, wo dort keine Verwendungsmöglichkeit sei.

Dieser Einwand beruht auf einem Trugschluß.

Das nachts gespeicherte Wasser fließt einzig und allein als Zusatzwasser dem obersten Kraftwerk bei Plochingen zu und wird von diesem Werk an die anschließende untere Haltung wieder abgegeben. Wenn dann gleichzeitig das nächste Kraftwerk aus dieser Haltung, die mehrere Kilometer lang ist, ebenfalls Zusatzwasser in gleicher Menge entnimmt, so ist selbstverständlich das im ersten Werk abgelassene Wasser noch nicht beim zweiten Werk angekommen. Dies ist aber auch gar nicht nötig. Die Entnahme kann trotzdem geschehen, weil die Gesamtwassermenge in der Haltung dadurch immer gleich groß bleibt, daß genau soviel Wasser aus dem oberen Werk zugeführt wird, als das untere Werk entnimmt. Die Wirkung der Zuführung und Entnahme von Zusatzwasser äußert sich nur in einer kaum zu bemerkenden Umstellung des Kanalwasserspiegels auf ein größeres oder kleineres Gefälle. Dieses Bild wiederholt sich an sämtlichen 26 Kraftwerken.

Der Tagesspeicher oberhalb Plochingen wird durch ein Walzenwehr hergestellt, durch welches das Neckarwasser so hoch aufgestaut wird, daß ein Staubecken von 72 ha Größe entsteht. Da dabei das Neckarvorland überschwemmt werden wird, so ist im Anschluß an das Wehr ein über Hochwasser reichender Abschlußdamm quer durch das Vorland geführt. Dieser Tagesspeicher wird tagsüber um 175 cm abgesenkt, wobei eine Wassermenge von rd. 1 Million cbm als Zusatzwassermenge entnommen wird.

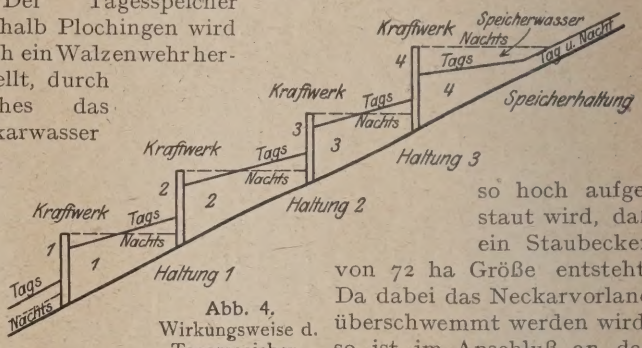


Abb. 4. Wirkungsweise d. Tagesspeicher.

Weil aber der Neckar zwischen Plochingen und Mannheim eine größere Anzahl Nebenflüsse, wie die Rems, die Enz, den Kocher, die Jagst und andere aufnimmt, so würde deren Nachtwasser verloren gehen, wenn nicht unterhalb der Mündung dieser Nebenflüsse einige Zwischenspeicher angelegt würden.

Da diese Zwischenspeicher wesentlich geringere Wassermengen fassen müssen, als der Hauptspeicher, so können dazu einzelne Wehrhaltungen benützt werden. Der Entwurf sieht die Benutzung der Wehrhaltungen bei Lauffen, Offenau Neckarzimmern und Binau vor. Die tägliche Absenkung dieser Zwischenspeicher schwankt zwischen 25 und 50 cbm, ist also erheblich kleiner als beim Haupttagesspeicher.

Mit Hilfe der Tagesspeicher läßt sich die Erzeugungskurve der Bedarfskurve nahezu vollkommen anpassen.

Die Größe der jeweils erzeugten Wasserkraft wechselt mit den Wasserständen des Neckars. Bei Niederwasser kann nicht soviel Wasserkraft erzeugt werden, als gebraucht wird. In solcher Zeit haben die Dampfreserven auszuhelfen, gleichwie bei Spitzenbedarf von kurzer Dauer. Diese Aushilfe bei Spitzenbedarf wird aber besser durch Hochdruckwasserwerke geleistet. Es würde nicht nur den zusammengefaßten Neckarwerken Vorteile bringen, wenn sie mit einem oder mehreren Hochdruckwasserwerken verbunden wären, sondern auch diesen Hochdruckwasserwerken selbst, schon deshalb, weil die Möglichkeit der Wasserkraftausnützung für alle zusammengeschlossenen Werke um so größer ist, je mehr Werke zusammengefaßt werden. In Betracht kommen das Murgwerk sowie die Hochdruckwasserkraftanlagen an der Argen, deren beider Anschluß an die Neckarwasserwerke unbedingt gefordert werden muß.

Wird dann der Betriebsplan der Gesellschaft der Neckarwerke an Hand der täglichen und jährlichen Strombedarfskurven so eingeteilt, daß 20% des Gesamtbedarfs durch Dampfkraft sowie durch Inanspruchnahme der Hochdruckwasserwerke gedeckt werden, so können in Zukunft unter Hinzu-

ziehung der Wasserleistung der bestehenden Neckarkraftwerke jährlich zusammen 565 Millionen kW-Stunden verwertet werden. Hierbei beträgt die verwertbare reine Wasserleistung der neu zu erstellenden Neckarwerke allein 420 Millionen kW-Stunden, ausschließlich der jetzigen Leistungen der bestehenden Werke.

Die ganze Wasserkraftleistung der Neckarkanalisierung entspricht einem Turbinenausbau von 186 000 PS in den alten und neuen Werken zusammen und setzt das Vorhandensein von 129 000 PS in Dampfaushilfswerken voraus, solange als die Hochdruckwerke nicht angeschlossen werden können. Um einen Maßstab über die Größe der zu gewinnenden Wasserkräfte zu geben, kann angeführt werden, daß der jetzt geplante weitere Ausbau des Murgkraftwerkes 20 Millionen kW-Stunden bei 80 Millionen Mark Baukosten bringen soll.

Die Gesamtkosten des Neckarkanals von Mannheim bis Plochingen einschließlich der Baukosten der Schiffahrtsschleusen, der Wehre, der Werkkanäle und Krafthäuser samt eingebauten Turbinen und Generatoren betragen rd. 171 Millionen Mark. Dieser Betrag ist auf Grund einer genauen Massenberechnung und unter Zugrundelegung von Friedenspreisen errechnet.

Für die Verzinsung und für die Tilgung des Anlagekapitals von Wasserkraftwerken innerhalb 50 Jahren, sowie für die Unterhaltung der gesamten Wasserkraftanlagen, für die Bedienung und für die Verwaltung einschließlich Beschaffung der Betriebsstoffe sind erfahrungsgemäß jährlich ungefähr 10% des Anlagekapitals erforderlich. Wir wollen diesen Satz auch unserer Wirtschaftlichkeitsberechnung zugrunde legen und rechnen damit sehr reichlich, weil in der Kostensumme von 171 Millionen Mark nicht nur die Baukosten für die Wasserkraftanlagen, sondern auch für den Großschiffahrtskanal und die Schleusen enthalten sind. Danach werden also die jährlichen Betriebsausgaben, die sich aus mittelbaren und unmittelbaren Betriebskosten zusammensetzen, für sämtliche 26 Kraftwerke 17,1 Millionen Mark betragen.

Zur Deckung dieser Summe müßte für die Kilowattstunde etwa 4,0 Pf eingenommen werden bei einem Kraftabsatz von 420 Millionen Kilowattstunden. Die unmittelbaren Erzeugungskosten des städtischen Dampfelektrizitätswerkes Mannheim haben vor dem Krieg für die Kilowattstunde 3,87 Pf am Schaltbrett des Maschinenhauses betragen. Die Kosten in Stuttgart stellten sich höher, sodaß für den Neckar ein Mittelpreis von 4,30 Pf in Betracht kommt. Dazu kämen noch die Kosten der Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals, sodaß die gesamten Gestehungskosten im Mittel rd. 5,0 Pf betragen hätten. Man hätte also vor dem Krieg für die Kilowattstunde Neckarwasserkräfte einen Verkaufspreis von 5 Pf ansetzen und damit einen ganz erheblichen Gewinn erzielen können, wodurch bewiesen ist, daß der Ausbau der Neckarwasserkräfte nach den geschilderten Grundsätzen schon vor dem Krieg gewinnbringend gewesen wäre.

Heute ist dies mehr denn je der Fall. Heute dürfen wir annehmen, daß die Baukosten das 10-fache, also 1710 Millionen Mark betragen werden. Die Tonne Kohle hat vor dem Kriege in Mannheim 17,30 M gekostet, heute, im Juni 1920, kostet sie mehr als 320 Mark, also nahezu das Zwanzigfache. Daraus können wir uns ausrechnen, daß heute die Gestehungskosten einer Kilowattstunde im Dampfelektrizitätswerk erheblich höher sein werden, als die Gestehungskosten einer Kilowattstunde in den Neckarkraftwerken, sodaß der Ausbau dieser Wasserkräfte heute trotz der gesteigerten Baupreise ein gewinnbringendes Unternehmen darstellt.

Wie bereits erwähnt, sind in der Baukostensumme nicht nur die sämtlichen Wasserkraftanlagen, sondern auch der ganze Schiffahrtskanal samt Schleusen enthalten. Da diese Baukosten aus den Einnahmen der Kraftwerke nicht nur verzinst, sondern auch in 50 Jahren getilgt werden können, so brauchen wir für den Schiffahrtskanal keinerlei Baukosten anzusetzen.

Die jährlichen Unterhaltungskosten dieser Großschiffahrtsstraße werden ebenfalls von den Wasserkraftwerken aufgebracht, sie sind in den Betriebsausgaben enthalten, die 10% des Anlagekapitals betragen. Es entstehen also der Schiffahrt auf dem Neckar-Donau-Kanal von Mannheim bis Plochingen als Betriebskosten nur die reinen Fahrtkosten zuzüglich der geringen Schleusenbetriebskosten und der Verwaltungsausgaben. Etwa zu erhebende Schiffahrtsabgaben würden als reiner Gewinn gebucht werden können.

Für die bayerische Strecke unserer Linienführung des Neckar-Donau-Kanals hat Ingenieur Hallinger, München, schon verschiedentliche Vorschläge ausgearbeitet, die die Wasserkraftausnützung der Donau bezwecken und zugleich einen Großschiffahrtsweg aus der Donau machen wollen. Ein gleiches Ziel hat der von Dr. Fischer-Reinau im Jahre 1916 ausgearbeitete Entwurf für eine Donaukanalisierung zwischen Ulm und Kelheim, der die Möglichkeit nachwies, die Donau zwischen Ulm und Kelheim in einen leistungsfähigen, für 1000 Tonnen-Schiffe befahrbaren Großschiffahrtsweg auszubauen und gleichzeitig große Wasserkräfte in Höhe von 156 000 PS zu gewinnen. Dieser Entwurf ergab unter Zugrundelegung der Preise des Jahres 1916 122 Millionen Mark Baukosten, die auf das Jahr 1914 umgerechnet sich erheblich niederer stellen würden. Wir wollen aber trotzdem die ganze Summe in Rechnung stellen, womit etwa entstehenden Mehrkosten durch Umgestaltung des Entwurfes für das 1200-Tonnen-Schiff Rechnung getragen ist. Wenden wir auf den Ausbau der Wasserkräfte dieses Entwurfes die gleichen Grundsätze an, wie für die Wasserkräfte des Neckars und legen bei Ulm einen Haupttagesspeicher und unterhalb der Lechmündung einen Nebenspeicher an, so können wir für die Donaustrecke Ulm—Kelheim bei 135 Millionen Mark Baukosten mit der Möglichkeit rechnen, 800 Millionen Kilowattstunden, also doppelt so viel als auf dem Neckar, verwerten zu können. Da die Baukosten, einschließlich der Tagesspeicher und der dadurch bedingten Erweiterung der Kraftwerkskanäle und Krafthäuser, mit 135 Millionen Mark nicht die Höhe der Baukosten des Neckarkanals von Mannheim bis Plochingen erreichen, so besteht für die Strecke Ulm—Kelheim, gleich wie beim Neckar, die ungeheuer wichtige Tatsache, daß der Ausbau der Wasserkräfte gewinnbringend ist und infolgedessen für den Schiffahrtskanal keinerlei Baukosten aufgewendet werden müssen. In gleicher Weise wie am Neckar entstehen der Schiffahrt als Betriebskosten nur die reinen Fahrtkosten, sodaß auch auf dieser Strecke etwaige Schiffahrtsabgaben als reiner Gewinn gebucht werden können.

Zwischen Plochingen am Neckar und Ulm an der Donau liegt noch der 65 km lange Überlandkanal. Dessen Baukosten erfordern den Betrag von 115 Millionen Mark. Trotz der Wasserarmut dieses Kanals erwachsen, wie schon früher erwähnt, keine Betriebskosten für die Wasserbeschaffung auf dieser Kanalstrecke. Die Schleusenbetriebskosten sind auch gering, dagegen sind größere Beträge aufzuwenden für die Unterhaltung des Kanals. Dazu kommt noch als weitere jährliche Ausgabe die Verzinsung und Tilgung des Baukapitals, sodaß jährlich als Betriebs- und Unterhaltungskosten des Überlandkanals 7 Millionen Mark aufzubringen sind. Durch Schiffahrtsabgaben auf dem Überlandkanal kann diese Summe nicht gedeckt werden. Wir müssen also für diese Kanalstrecke mit einem ständigen Zuschuß rechnen. Da wir zur Deckung dieser Summe einen Teil der aus den Wasserkräften des Neckars und der Donau zu erzielenden Gewinne verwenden können, so kann auch auf dieser Kanalstrecke die Schiffahrt abgabenfrei durchgeführt werden.

Das überaus wichtige und überraschende Ergebnis der Entwurfsbearbeitung ist also, daß die Baukosten des ganzen Rhein-Neckar-Donau-Kanals von Mannheim bis Kelheim in Höhe von insgesamt 422 Millionen Mark durch den Ertrag der Wasserkräfte nicht nur verzinst, sondern auch innerhalb 50 Jahren getilgt werden können, daß ferner die Schiffahrtsbetriebskosten durch jährliche Unterhaltungskosten nur wenig vermehrt und kaum größer sein werden, als die Schiffahrtsbetriebskosten auf dem Rhein.

DER BEBAUUNGSPLAN ALS HANDHABE DER STÄDTEBAUPOLITIK.

Von Prof. K. Hoepfner, Karlsruhe i. B.

Der „Städtebau" macht es sich zur Aufgabe, die Gestaltung der Stadtkörper in solchen Formen zu erzielen, die der physischen und kulturellen Gesundheit und Leistungsfähigkeit der Bewohner am förderlichsten ist und bei denen in jedem Falle das wirtschaftliche Leben des Stadtwesens die gedeihlichsten Vorbedingungen findet.

Um dieses Ziel zu erreichen, muß die Tätigkeit des Städtebauers sich nach drei Richtungen erstrecken:

1. Er muß sich darüber klar werden, welche Zusammenhänge zwischen der Gestaltung des Stadtkörpers und dem Gedeihen der Stadt als lebendem Organismus bestehen und welchen Bedürfnissen somit bei der Gestaltung des Stadtkörpers Rechnung zu tragen ist.
2. Er muß die dementsprechende, beste Gestaltung finden, also den Entwurf für den Aufbau, den Ausbau und die Ausstattung der Einzelteile aufstellen.
3. Er muß die Mittel und Wege finden, um die Gestaltung, die er mit Rücksicht auf die Bedürfnisse der Gegenwart und Zukunft als die zweckmäßigste erkannt hat, durchzuführen und die Übertragung des programmatischen Entwurfs in die Wirklichkeit zu erreichen. Dieses nennt man die Städtebau-„Politik".

Man hat nun den Bebauungsplan vielfach nur als Entwurf angesehen, als Darstellung der künftigen Straßen- und Baufluchtlinien und dem entspricht seine Bezeichnung als Fluchtlinienplan. Weniger beachtet ist sein Wert als Handhabe der Städtebaupolitik, d. h. als Mittel, um seine Festlegung zu benutzen, widerstreitende Interessen der Sache der Allgemeinheit dienstbar zu machen und sie zu Leistungen heranzuziehen, die die Ausführung des Stadtkörpers in einer Form gewährleisten, die das Gedeihen aller möglichst weitgehend fördert.

Bin ich mir z. B. bei der Planung für den Aufbau des Gesamtkörpers der Stadt (der Aufstellung des General-Bebauungsplans) darüber klar geworden, daß ein bestimmtes Gebiet als Wohnviertel für eine bestimmte Siedlerklasse Verwendung finden soll, so muß man sich zunächst deren Bedürfnisse vor Augen stellen, die befriedigt werden müssen, damit die Bewohner nicht nur behaglich und gesund in dem betreffenden Gebiet wohnen, sondern auch ihre wirtschaftlichen, kulturellen usw. Bedürfnisse möglichst bequem befriedigen können. Den Ausbau des betreffenden Viertels wird man nun nicht der Willkür der einzelnen Grundbesitzer überlassen dürfen. Er muß vielmehr nach einem bis in die Einzelheiten wohldurchdachten Plan und unter ständiger Leitung und Aufsicht erfolgen, damit nicht Willkürlichkeiten des einen die wohlberechtigten Interessen vieler anderer stören. So steht z. B. mit den allgemeinen Bedürfnissen der künftigen Bewohner das Eigeninteresse der Bodenbesitzer und Bauunternehmer, die das Gelände erschließen, durchaus nicht immer im Einklang. Bei ihnen steht gemeinhin der geschäftlich Vorteil und die Erreichung eines schnellen Gewinnes an erster Stelle, wogegen ihnen die sozialen Gesichtspunkte häufig entweder nicht genügend bekannt und geläufig sind oder als eine Beeinträchtigung der Gewinnmöglichkeit angesehen und deshalb nicht berücksichtigt werden. Gewiß gibt es Ausnahmen, sogar solche rühmlichster Art. Aber im allgemeinen hat es sich besonders in Zeiten starker Nachfrage nach Wohnhausbauten gezeigt, daß Bodenbesitzer und Bauunternehmertum für die Schaffung einwandfreier Wohnverhältnisse nicht genügend besorgt sind und besonders eine Häufung der Bauten nach Dichte und Höhe treiben, die zu geradezu elendesten Wohnverhältnissen führt, wenn die Behörde nicht leitend und regelnd eingreift.

Hierzu stehen dieser in erster Linie als Hilfsmittel zur Verfügung:

1. der Bebauungsplan und
2. die verschiedenen das Bau- und Wohnwesen regelnden und beeinflussenden Vorschriften und Statute, unter denen die Bauordnung einen besonderen Rang einnimmt und am bekanntesten zu sein pflegt.

Das sind also die Handhaben, die zur Verfügung stehen, um im Ausbau der Wohnviertel Städtebau-„Politik" zu treiben. Ihnen gesellen sich andere, wie Bodenpolitik, Steuerpolitik usw. hinzu.

Die Schwierigkeit in der Städtebaupolitik und somit in der Anwendung ihrer Handhaben besteht nun darin, daß dabei das wohlberechtigte Eigeninteresse der Bodenbesitzer und Bauunternehmer nicht so weit eingeschränkt werden darf, daß dadurch deren Unternehmungslust zerstört oder eine solche Verteuerung der Wohnungen herbeigeführt wird, daß deren Benutzung den Schichten, für die sie bestimmt sind, unerschwinglich gemacht wird. In dieser Hinsicht stellt nun der Bebauungsplan durch die rechtliche Bedeutung, die ihm innewohnt, eine besonders wertvolle Handhabe dar, weil er nicht nur den Unternehmer in seinen Plänen beschränkt, sondern gleichzeitig eine Werterhöhung des Geländes im Gefolge hat. Ich will deshalb hier die Frage betrachten: Welche Bedeutung hat der Bebauungsplan, und welche Handhabe bietet er, um eine möglichst weitgehende Befriedigung der Bedürfnisse der Bewohner zu erreichen?

Der Bebauungsplan hat zunächst eine rein technische Bedeutung. Er stellt sich äußerlich dar als Entwurf zur Aufteilung des zu erschließenden Geländes in die Flächen, welche der baulichen Ausnutzung überlassen bleiben sollen, und in diejenigen, welche im öffentlichen Interesse dem Besitz und der Verfügung des Grundeigentümers entzogen werden sollen, um als Straßen oder als öffentliche Plätze und Anlagen u. dgl. m. zu dienen. Er setzt zu diesem Zweck die „Fluchtlinien" der Straßen und Plätze fest, außerdem aber auch dort, wo nicht bis unmittelbar an das öffentliche Gelände heran gebaut werden darf, sondern Vorgärten eingeschaltet werden sollen, neben den „Straßenfluchtlinien" noch besondere „Baufluchtlinien", über die hinaus die Bebauung nicht vorrücken darf. Er legt also die Maße und Linienführung für die Straßen- und Platzräume und damit auch die äußeren Blockwandungen im Grundriß fest. Das ist die Bedeutung des Bebauungsplanes von der rein formellen Seite aus betrachtet.

Sie ist wesentlich und von hohem Einfluß auf die Wohnverhältnisse, die einst in dem Viertel entstehen werden, aber erschöpfend werden diese dadurch noch keineswegs geregelt. Alle jene Fragen, wie Bauart und Bauhöhe, Gestaltung des Blockinnern und vieles andere mehr, bleiben im Bebauungsplan selbst zunächst ungelöst.

Nun hat aber die Festsetzung eines Bebauungsplanes für ein Gelände noch eine andere, und zwar eine verwaltungsrechtliche und für den Bodenbesitzer eine finanzielle Bedeutung, die man sich bei der Abwägung der Gesichtspunkte, unter denen seine Ausarbeitung und Festsetzung erfolgen soll, wohl vor Augen zu halten hat. Es wird hierdurch nämlich das nach den Siedlungsgesetzen allgemein bestehende Bauverbot für das betreffende Gelände grundsätzlich aufgehoben. Somit bildet die Festlegung des Bebauungsplanes gewissermaßen den entscheidenden öffentlichen Akt für die Überführung des Grund und Bodens aus der landwirtschaftlichen Nutzung als Acker oder allenfalls Gartenland in Bauland. Sie ist also einer grundlegenden Melioration zu vergleichen, die eine viel ertragreichere Nutzung ermöglicht. Als Acker- oder Gemüseland wird sich der Bodenwert nach Abzug der

Gebäude, die bei Ausnutzung für städtische Bebauung kaum weiter nutzbar bleiben, sondern früher oder später dem Abbruch verfallen, auf 20, höchstens 50 Pf./qm (oder 2000, höchstens 5000 M/ha) stellen. Demgegenüber kann der Besitzer bei seiner Umwandlung in Bauland ganz andere Preise erzielen, mindestens, wie die Erfahrung lehrt, 2—4 M./qm, oft aber sehr viel mehr. Er kann jedenfalls mit einer sehr bedeutenden Bereicherung rechnen.

Ob ihm diese mit Recht zufällt, oder ob es nicht vielmehr eine Pflicht der Verwaltung ist, dafür zu sorgen, daß dieser Gewinn in vollem Umfange nicht dem einzelnen Glückspilz in die Tasche fließt, sondern, wie es die Bodenreformer und viele andere wollen, der Allgemeinheit zugute kommt, wie sich dieses Ziel erreichen ließe und was dafür und dagegen spricht, darauf will ich hier nicht eingehen. Tatsache ist jedenfalls bisher noch immer, daß die Aufstellung des Bebauungsplans gewissermaßen einen Scheck auf einen hohen Gewinn darstellt, und dieser wird desto höher, je mehr Baufront aus dem Gelände herausgeschnitten wird und je höhere Gebäude errichtet werden dürfen. Das Interesse des Bodenbesitzers liegt also allein in dieser Richtung einer möglichst gesteigerten Bauausnutzung. Das kann ihm niemand verargen: ein jeder Mensch nutzt die Gelegenheit zu einem guten Geschäft so gewinnbringend aus als er kann.

Ebensowenig kann aber bestritten werden, daß es Pflicht der Verwaltungsbehörde ist, die die Festsetzung vorzunehmen und die als Vertreterin der Allgemeinheit das öffentliche oder Allgemeininteresse so weit wie irgend möglich wahrzunehmen hat, diesen Sachverhalt ebenfalls von ihrem Standpunkt aus in Betracht zu ziehen.

Es ist soeben dargelegt, daß durch die Genehmigung der Umwandlung eines Landstückes aus Acker in Bauland und die dadurch eintretende Wertsteigerung neues Kapital erzeugt wird, auf das der Bodenbesitzer kein angestammtes oder durch Arbeit und Leistung erworbenes Recht geltend machen kann.

Diesen Gewinn mag man ihm neidlos gönnen, sofern dadurch niemand geschädigt wird. Der Genuß dieses Kapitals durch den Bodenbesitzer wird aber ein unredlicher, sofern er auf Kosten der bestmöglichen Befriedigung der Lebensbedürfnisse der Einwohnerschaft entsteht; deshalb hat die Stadtverwaltung die Pflicht, es mindestens so weit zu kürzen, als es zur Herstellung einwandfreier Verhältnisse notwendig ist. Demgemäß wird man also bei Ausarbeitung des Bebauungsplans im öffentlichen Interesse davon auszugehen haben, daß in demselben eine Technik der Erschließung festgelegt wird, bei der der Bodenbesitzer für den aus der Melioration ihm zufließenden Gewinn so weit Gegenleistungen zu gewähren hat, als solche notwendig sind, um den wirtschaftlichen, sozialen, hygienischen und ästhetischen Bedürfnissen der Allgemeinheit Rechnung zu tragen.

Die Verwaltung wird also bei der Feststellung des Bebauungsplanes auch alle die Gesichtspunkte in Betracht zu ziehen haben, die in ihm selbst nicht zur Darstellung kommen, aber nicht weniger als die in ihm verzeichneten Linienzüge für die Entstehung einwandfreier Verhältnisse von grundlegender Bedeutung sind. Sie wird deshalb mit der Feststellung den Erlaß von Vorschriften, z. B. über Bauart und Bauhöhe, Gestaltung des Blockinnern usw. und die Sicherstellung der sonstigen Mittel zu verbinden haben, die die Entstehung einwandfreier Verhältnisse auch nach jeder anderen Richtung hin gewährleisten.

Das ist soziale Pflicht und Gerechtigkeit, gegen die kein Bodenbesitzer sich auflehnen darf.

Das ist der tiefere Sinn des Bebauungsplans, der bei seiner Bearbeitung maßgebend sein muß, und deshalb muß man bei ihr die Gesamtheit aller Fragen in Betracht ziehen, die nur irgendwie auf die Gestaltung der Wohnverhältnisse von Einfluß sind, soweit diese von der körperlichen Gestaltung abhängen.

ERFAHRUNGEN MIT HOLZKONSTRUKTIONEN.

Von Regierungsbaumeister a. D., Dr.-Ing. Richard Sonntag, Beratender Ingenieur: V. B. I., in Friedrichshagen bei Berlin.

Der Holzbau ist mit seinen freitragenden Konstruktionen in zunehmendem Maße als Wettbewerber für Hoch- und Brückenbauten aufgetreten. Hier sollen lediglich Hochbaukonstruktionen in Betracht gezogen werden.

Die Frage des Wettbewerbes zwischen Eisen-, Holz- und Eisenbetonkonstruktionen wurde von Herrn Geheimer Regierungsrat Professor Dr.-Ing. E. h. G. Barkhausen-Hannover in der „Deutschen Bauzeitung" angeschnitten[1]). Die dabei 1918, S. 339, betr. neuere Holzbauweisen gebrachten Abb. 1—3 stellen lediglich Patentanmeldungen dar, über deren erfolgte Ausführung nichts bekannt wurde. Es war daher zu begrüßen, daß die „Deutsche Bauzeitung" bald darauf[2]) einige eingehendere Aufsätze betr. die bekannten Bauweisen Meltzer, Ambi[3]) und Kübler brachte. Seit Anfang dieses Jahres ist dem Holzbau durch eine neue Fachbeilage der Deutschen Bauzeitung: „Der Holzbau", Mitteilungen des „Deutschen Holzbau-Vereines", eine regelrechte Heimstätte im deutschen technischen Schrifttum gegeben worden. Weiter erschienen andernorts[4]) zwei beachtenswerte neue Bücher über Holzkonstruktionen: „Hölzerne Brücken", 1918, von Herrn Geheimer Regierungsrat A. Laskus-Berlin und „Hölzerne Dachkonstruktionen, ihre Ausbildung und Berechnung", 1919, von Herrn Dr.-Ing. Th. Gesteschi-Berlin.

Nachstehend sollen in zwangloser Folge einige Erfahrungen und Beobachtungen betr. freitragende Holzkonstruktionen mitgeteilt werden, die ich während einer nahezu zweijährigen behördlichen Kriegstätigkeit zu machen Gelegenheit hatte. Dabei sollen unter Vermeidung einer Schädigung privatwirtschaftlicher Interessen zur relativen Beleuchtung der zu behandelnden Holzbaufragen Streiflichter auf den Eisen- und auch den Eisenbetonbau geworfen werden.

Es konnte festgestellt werden, daß der Holzbau bei sorgfältiger Durchbildung durchaus imstande war, die mannigfachen an ihn gestellten Anforderungen zu erfüllen. Einzelheiten bedürfen jedoch, wie ja auch immer noch im Eisen- und im Eisenbetonbau, der weiteren Klärung. Und zwar ist bei freitragenden Holzkonstruktionen weniger der Baustoff an sich, als die Durchbildungsweise der konstuktiven Einzelheiten für die Verwendbarkeit und Brauchbarkeit entscheidend. Die gu-

---

[1]) „Ersatz für Eisenbauten" in Nr. 75, 76 und 79 des Jahrganges 1918. Hierzu eine Entgegnung betr. Eisenbetonbau von Herrn Professor Boost-Charlottenburg in Nr. 23 und 24 der „Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau", 1918, der gleichen Zeitschrift.

[2]) 1919, Nr. 4, 7, 9, 52 und 54.

[3]) Der Grundgedanke der Ambi-„Scheiben- oder Polygonalbinder" ist nicht neu: Ich habe bereits auf S. 361 der „Deutschen Luftfahrerzeitschrift" vom 23. 7. 13 eine von mir entworfene Form eines versetzbaren eisernen Dreigelenkbogen-Binders beschrieben, die aus 8 je fest vernieteten Teilen besteht, von denen je 4 gleiche geometrische Formen haben, so daß insgesamt nur 2 verschiedene Formen benötigt wurden. Die Binderform wurde bereits i. J. 1912 für einen Wettbewerb entworfen und i. J. 1913 im Architektenverein zu Berlin im Lichtbilde vorgeführt. Aus wirtschaftlichen Gründen und mit Rücksicht auf ohnehin verschiedenartige Anschlüsse anzufügender Bauteile wurde damals davon abgesehen, beiden Teil-Gruppen auch gleiche Querschnittsabmessungen zu geben. Doch hatte ich der „Ballonhallenbau (Arthur Müller) G. m. b. H." gelegentlich einer am 3. 9. 15 erfolgten Beratung den Vorschlag gemacht, die geometrisch gleichen Teile auch noch gleich zu dimensionieren. Dies ist nun bei den oben genannten Bindern geschehen. Es lohnt sich eine solche Ausbildungsweise erst bei großzügiger Organisation und reichlichem Absatz, wenn die Ersparnis an Arbeitsaufwand den höheren Baustoffverbrauch wett macht.

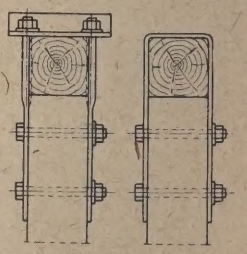
[4]) Im Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.

ten Ausführungen des Holzbaues stehen aber im allgemeinen denen des Eisen- und des Eisenbetonbaues an Güte der theoretischen Unterlagen und praktischen Ausführung nicht nach. Peinlichste Sorgfalt bei Berechnung, Konstruktion und Ausführung ist bei allen drei Bauweisen geboten. Vonseiten des Eisenbetonbaues bedeutet es eine kluge und von gemeinnützigem Streben zeugende Tat, daß er in breitester Fühlungnahme mit der privaten, behördlichen und wissenschaftlichen Fachwelt etwa vorkommende Bauunfälle[5]) nach Feststellung des Tatbestandes zur öffentlichen Bekanntgabe bringt. Es wäre zu wünschen, daß auch für den Holz- und den Eisenbau ähnliche Maßnahmen getroffen würden.

Die von mir bearbeiteten Hallen waren durchweg Flugzeughallen von den kleinsten bis zu den größten Abmessungen. Es handelte sich also um Bauwerke für feuergefährliche Betriebe. Die im Innern der Hallen liegenden Holzteile und -flächen erhielten einen feuersicheren Anstrich. Ich selbst erlebte auf keinem Platze einen Hallenbrand. Doch wird mir vom Reichs-Marinehafenbauamt Warnemünde mitgeteilt, daß Ende des Jahres 1918 eine Holzhalle abbrannte. Sie war in wenigen Stunden vollständig zerstört, so daß Vorzüge im Falle des Brandes gegenüber eisernen Hallen nicht festgestellt werden konnten. Im Januar 1920 brannte in Warnemünde auch eine eiserne Flugzeughalle mit Eisenfachwerkwänden von 65 m Länge, 35 m Breite und 9 m Höhe in wenigen Stunden nieder. Die Binder wurden vollständig deformiert und stürzten ein. Dabei waren die Eisenteile größtenteils derart verbogen, daß die ursprüngliche Konstruktion stellenweise kaum noch zu erkennen war. Demnach haben Holz und Eisen bei der leichten Brennbarkeit des Inhaltes von Flugzeughallen im Falle eines Brandes nichts voreinander voraus.

Bei den ersten aus Holz gebauten regelrechten Flugzeughallen zeigten sich an den oberen Torführungen nachteilige Formänderungen. Wenn sich Holz sonst für diese Hallen bewährt hatte, so hätte man sich deswegen nicht von dem Holze zunächst gänzlich abzuwenden brauchen. Auch ich hatte solche Formänderungen festzustellen. Man begegnete ihnen jedoch durch besondere Sorgfalt bei Aufstellung der statischen Berechnung bezüglich der auftretenden Belastungen und vorhandenen Stützweiten und Systeme, insbesondere aber durch hinreichende Bemessung aller Versatz- und Hirnholzflächen, Anfertigung genauer Ausführungszeichnungen[6]), Ausbildung aller abwechselnd auf Zug und auf Druck beanspruchten Verbindungen als spiellose Spannungsverbindungen[7]) mit mittelbarem oder unmittelbarem Schraubenanzug, Einlage von Zwischenblechen bei Druckstäben, Nachstellbarkeiten, Spielanordnungen zwischen statisch nicht unmittelbar zusammenhängenden Bauteilen und mäßige Beanspruchung von Eisenzugpfosten. Da die verfügbare Zeit durchweg knapp war, wurden diese ohne eingehendere Rechnung nicht höher als Anker beansprucht[23]), weil sie beträchtliche Anfangs- bzw. Vorspannungen erfahren. Dies hat allerdings einen vermehrten Eisenaufwand zur Folge. Eine Überspannung der Rundeisen muß aber unbedingt vermieden werden. Weitere diesbezügliche Ausführungen, Erfahrungen und Berechnungsweisen siehe bei Laskus[4]), S. 158, 176 und 180 und in Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1917, S. 586[23]). Sinngemäß ist auch bei Druckstreben mit Vorspannung die zulässige Beanspruchung entsprechend, d. h. um rd 30 vH, zu vermindern. Im übrigen ist bekannt, daß es in der Eigenart des Baustoffes begründet ist, daß jede Holzkonstruktion nach dem ersten Sommer und Winter mal überholt werden muß, bevor sie zur Ruhe kommt. Wesentlich ist dabei nur, daß die Konstruktionsweise derart ist, daß ein Ausgleich etwa eingetretener unerwünschter Schwind- oder Quellerscheinungen möglich ist. Bei baulichen Veränderungen aller Art läßt sich eine Holzkonstruktion nötigenfalls leicht verändern.

Die viel verwendeten gewöhnlichen Bügel entsprechend Abb. 1b können nicht als nach zwei entgegengesetzten Kraftrichtungen wirksame Spannungsverbindungen angesehen werden, weil sie infolge Schwinden des Holzes mit der Zeit Spiel bekommen. Ein Wiederzumtragenbringen durch Eintreiben von Zwischenlagen ist gleichfalls nicht von dauernder Wirksamkeit, außerdem umständlich, von der Beschaffung der Zwischenlagen abhängig und verhältnismäßig zeitraubend. Dagegen läßt sich in anderweitig grundsätzlich bekannter Weise bei Verwendung eines biegungsfesten Quereisens entsprechend Abb. 1a durch Laschen mit Gewindeansatz und Mutter eine bequeme und gute Spannungsverbindung herstellen.



a) richtig. b) falsch.

Abb. 1a und b. Spannungsverbindungen.

Betreffend mangelnde Übereinstimmung der Systemannahmen für Berechnung und Ausführung habe ich die Erfahrung gemacht, daß sie im Eisenhochbau ebenso anzutreffen ist, wie im Holzbau.*) Man setzt sich in jenem oft ohne besondere Erläuterung darüber hinweg, daß man das Ende eines Fachwerkträgers eingespannt ausbildet, aber als frei aufliegend berechnet. Natürlich kann dann aber nicht im Sinne der neuen preußischen ministeriellen Hochbaubelastungsvorschriften[8])[12]) vom 24. Dez. 1919 davon die Rede sein, daß „für eine den strengsten Anforderungen genügende Durchbildung, Berechnung und Ausführung volle Sicherheit gegeben ist", so daß die Beanspruchung ausnahmsweise auf 1600 kg/cm² gesteigert werden darf. Vergl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, S. 61. Es rückte z. B. beim Friedrichshafener Luftschiffhallenwettbewerb v. J. 1908 für 43 m l. Hallenweite und 20 m l. Höhe ein sonst guter Hallenbinder in ein weniger günstiges Licht, weil er als 2-Gelenkbogen berechnet, aber als eingespannter Bogen konstruiert war. Endlich scheint auch bei Eisenkonstruktionen eine sachgemäße Aufstellung nicht ohne weiteres selbstverständlich zu sein, denn in vorgenannten Vorschriften wird in gleichem Zusammenhang neuerdings noch die zusätzliche Vorbedingung gestellt, „daß die Bauausführung durch einen zuverlässigen, auch mit der Standsicherheitsberechnung vertrauten Ingenieur[9]) überwacht wird". Als unbefangene Bauingenieure wollen wir uns doch dessen bewußt bleiben, daß es menschliche Unvollkommenheiten allgemeinster Art gibt, die vor keinem bestimmten Baustoffe halt machen.

Bei hölzernen Fachwerken mit Gegenstreben ist der Einbau von hölzernen Druckpfosten neben eisernen Zugpfosten

---

[5]) Vergl. ‚Eisen- und Eisenbetonbau", Franckh'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart, S. 43.

[6]) Man muß hier zielbewußt von der sonst so achtenswerten handwerksmäßigen Zimmermannskunst zum statischen Ingenieurbau übergehen: Als zuverlässig kann nur gelten, was rechnerisch und zeichnerisch mit zahlenmäßiger Sicherheit erfaßt werden kann.

[7]) Die unverschiebbaren Knotenverbindungen bezw. gleichfalls Spannungsverbindungen anstrebenden Bauweisen Meltzer, Kübler, Tuchscherer (Ringdübel), Akt.-Ges. für Bauausführungen u. A. m. sind in diesem Aufsatze nicht zu behandeln.

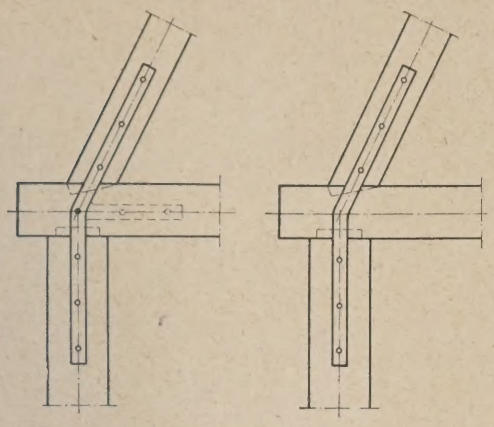
[8]) Im Folgenden kurz „Neue preußische Vorschriften" genannt, veröffentlicht im Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, S. 45 u. f.

Vergl. hierzu auch „Der Holzbau", 1920. S. 13 u. f. von Dr.Ing. Gesteschi: „Welchen Einfluß haben die neuen preußischen ministeriellen Bestimmungen für Hochbauten auf die Bemessungen von Holzkonstruktionen?"

*) Anm. d. Schriftl. Es unterliegt keinem Zweifel, daß bei einem Eisenbau durch richtige Systemanordnung und wissenschaftlich einwandfreie Ausbildung der Einzelheiten eine sehr viel bessere Übereinstimmung zwischen den Berechnungsgrundlagen, der Berechnung und der wirklichen Ausführung herbeigeführt werden kann, als wie beim Holzbau. Bei letzterem spielt in dieser Hinsicht die naturgemäße Ungleichheit des Materials eine nicht unwichtige Rolle. Wenn ein Konstrukteur bei der Ausführung eines Baues erheblich von den Systemannahmen abweicht, so ist das ein Fehler, der nur ihm, aber keinesfalls dem einen oder anderen Material angerechnet werden kann. In diesem Sinne bedürfen die obigen Darlegungen zum mindesten einer Einschränkung. M. F.

[9]) Sinngemäß gilt hier bezüglich des Eisenschlosserhandwerkes das in Anm. [6]) betreffend die Zimmermannskunst Gesagte.

zu vermeiden, weil die Druckpfosten dann entweder gar keine Spannung erhalten und die ihnen zugedachte Aufgabe, den Gurtabstand zu sichern, überhaupt nicht erfüllen können oder wenn sie wirksam werden, einen mehr oder minder großen Teil der den anliegenden Streben zugedachten Vorspannung wegnehmen. Die Zugpfosten können dann leicht überspannt werden, das tatsächliche Kräftespiel entfernt sich immer mehr von der bei der Berechnung des Fachwerks gemachten Systemannahme und die Formänderungen werden ungewollte.



a) richtig. b) falsch.

Abb. 2a und b.
Zentrische Knotenpunktsbelastung. Vermeidung von Laschenmomenten.

Bei allen eisernen Bändern und Laschen, die einen Knick aufweisen, ist daselbst die Anordnung eines kräftigen Bolzens erforderlich. Dieser muß so stark bemessen werden, daß er die in dem Knick auftretende Seitenkraft aufnehmen kann, damit die Eisen keine Biegungsbeanspruchungen und Formänderungen und die angeschlossenen Stäbe keine Verschiebungen erfahren. Vergl. Abb. 2a und 2b. Reicht ein Bolzen zur Aufnahme der Seitenkraft nicht aus, so sind die Eisen derart auszuschmieden, daß eine genügende Anzahl weiterer Bolzen hinzugefügt werden kann, wie auf Abb. 2a punktiert angedeutet.

Beim Ingenieur-Holzbau ist, soweit er nicht im wahrsten Sinne des Wortes vorübergehend benötigte Notbauten betrifft, für den Anschluß von Bändern, Laschen und Bügeln von der Verwendung von Nägeln und Klammern grundsätzlich abzusehen, da sie nicht als zuverlässig gelten können. Sie geben zu leicht nach, rütteln sich lose und werden leicht nicht in der erforderlichen Anzahl, Lage und Stärke eingeschlagen. Durchgehende Schrauben mit Kopf und Mutter stellen ein weit zuverlässigeres Verbindungsmittel dar.

Bei in freier Luft dem Regen ausgesetzten und auf Fundamenten oder Banketten stehenden Konstruktionen ist auf gute Entwässerung des Holzes zu achten. Dies läßt sich durch reichlichen Zutritt frischer möglichst bewegter Luft und geeignete abfallende Gestaltung der Auflagerflächen erreichen. Außerdem ist solchen Witterungsangriffen ausgesetztes Holz zur Verhütung von Fäulnis in bekannter Weise gut zu tränken. Ein länger andauernder feuchter Zustand muß bei Holz mit gleicher Sorgfalt vermieden werden, wie z. B. im Eisenbau die Bildung von Wassersäcken oder das Vorhandensein von Konstruktionsteilen und -flächen, die dem Anstrich nicht zugänglich sind, weil es sonst der Rostgefahr ausgesetzt ist. Außerdem weist feuchtes Holz geringere Festigkeiten auf als trockenes. Eisenkonstruktionen „kann" man zwar durch geeigneten Anstrich mit Sicherheit gegen Rost schützen. Daß dies auch immer tatsächlich geschieht und möglich ist, ist damit aber keineswegs gesagt. Z. B. ist nach Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, S. 61 in den neuen preußischen Vorschriften[8]) für die Anwendung gewisser Beanspruchungszahlen bei Flußeisen „eine ausreichende Sicherung gegen Verrosten als Vorbedingung neu eingeführt. Ferner wird gefordert, daß bei Hauptbauteilen verbundener Eisenkonstruktionen mit Rücksicht auf Fehler bei der Ausführung und Rostgefahr dann größere Abmessungen zu wählen sind, als der Festigkeitsberechnung entspricht, wenn die Rechnung zu sehr kleinen Blech- und Profilstärken führt". Endlich lautet eine der Vorbedingungen für die Zulassung einer Beanspruchung von 1600 kg/cm² bei Dächern, „daß die Erhaltung der Eisenkonstruktion durch sorgfältigen Rostschutz weitestgehend gesichert wird."**) Beim Eisenbeton befindet sich gleichfalls die Frage der Rostgefahr des Eisens immer noch im Flusse. Sie ist daselbst eng verknüpft mit der Frage der Rißbildung des Betons. Vergl. Heft 31 u. 41 der „Mitteilungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton". Ein weiteres neues umfangreiches Versuchsprogramm ist aufgestellt. Indessen kann wie beim Holz- und Eisenbau gesagt werden, daß sich auch hier bei sorgfältiger Ausführung schädliche Feuchtigkeitseinwirkungen vermeiden lassen.

Bohr-, Versatz- und Verkämmungsverluste von Holzquerschnitten sollten bei Zug- und bei Druckstäben stets mit ihrem zahlenmäßigen Betrage und nicht mit einem mehr oder minder allgemein geschätzten vH-Satz der Querschnittsfläche in Rechnung gestellt werden. Bei einer gut durchgearbeiteten Konstruktion und Berechnung macht die schnelle Auffindung der zahlenmäßigen Querschnittsschwächung keine Schwierigkeit, während ein zu großer vH-Satz einen unnötigen Stoffaufwand und ein zu geringer eine vermeidbare Verminderung der Sicherheit bedeutet.

Druck- und Scherbeanspruchungen in Stoß- und Versatzflächen sollten bei Holzkonstruktionen stets mit der gleichen Sorgfalt und Ausführlichkeit nachgewiesen werden, wie etwa die Scher- und Leibungsbeanspruchungen bei Eisenbauten.

Eine Forderung, die ja auch im Eisen- und im Eisenbetonbau immer wieder betont zu werden verdient, ist die der Berücksichtigung exzentrischer Belastungen bei der Beanspruchungsermittlung. Allerdings sind die im Holzbau bei Festsetzung der zulässigen Beanspruchung gewählten Bruchsicherheiten (7—9-fach)[10]) größer als z. B. im Eisenbau (2,5—4,5-fach), dafür kommen im Holzbau aber auch viel öfter Exzentrizitäten vor, weil im allgemeinen die bei Ausbildung zentrischer Stabanschlüsse auftretenden konstruktiven Schwierigkeiten größere sind. Man kann daher im Holzbau verhältnismäßig größere Exzentrizitäten mit in Kauf nehmen. Wo sie aber klar zutage treten und rechnerisch leicht erfaßbar sind, sollten sie dennoch zahlenmäßig berücksichtigt werden. Dies gilt nicht nur für Druckstab mit Rücksicht auf Knickgefahr bzw. Zunahme der Exzentrizität bei steigender Belastung und desgl. Beanspruchung, sondern auch für Zugstäbe. Im übrigen ist im Holzbau die Berechnung von Knickstäben[11]) nach Euler und nach Tetmajer üblich. Indessen wird auch nach den neuen preußischen Vorschriften[8]) nur der Nachweis nach Euler verlangt. An sich gestaltete sich bei deren Abfassung[12]) die Behandlung der Knickfrage für Holz durch Wahl einer sehr reichlichen Sicherheit einfacher als für Eisen. Diese konnte bisher noch nicht als hinreichend geklärt bezeichnet werden. Das trat während des Krieges im Luftschiffhallenbau praktisch in die Erscheinung. Der Einsturz eines Teiles der Leipziger Luftschiffhallenbinder mit 60 m l. W. war auf Überwindung der Knicksicherheit zurückzuführen. Daraufhin angestellte allgemeine Untersuchungen ergaben bei anderen Hallen unzulängliche Knicksicherheiten, ins-

**) Anm. d. Schriftl. Aus Bestimmungen, die vom baupolizeilichen Standpunkte aus Sicherheiten schaffen wollen, kann nach unserer Meinung nicht auf Unterlassungssünden geschlossen werden. M. F.

10) Vergl. Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Jackson in „Der Holzbau" 1920, S. 9 u. f.: „Über die Größe der zulässigen Beanspruchung des Holzes im Ingenieurbau, vor allem für freitragende Holzkonstruktionen."

11) Vergl. Laskus, S. 36 u. f. und Gesteschi, S. 19 u. f., vergl. Anm. 4), und Oberingenieur A. Senft im Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, S. 223 u. f.: „Über die zulässige Beanspruchung des Holzes nach den preußischen Hochbauvorschriften".

12) „Erläuterungen zu den preußischen Hochbaubelastungsvorschriften[8]) 1919" (unter besonderer Berücksichtigung der Bestimmungen über Knicksicherheit) von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Ellerbeck, Sonderabdruck aus Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, Nr. 11, im Verlag von Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin.

besondere für Teilknicklängen.***) Gegenüber dem Eisenbeton- und dem Holzbau ist die Verfolgung der Frage der Knicksicherheit beim Eisenbau dadurch brennender und zugleich lehrreicher, als bei ihm infolge gleichartigerer Beschaffenheit des Baustoffes auch eine verhältnismäßig größere Inanspruchnahme möglich ist. Infolgedessen kommen die wichtigsten Knickfragen auch beim Eisenbau zur praktischen Entscheidung. Bereits heute erscheint bei dem weit vorangeschrittenen Stande der Erkenntnis eine Abstufung der Knicksicherheit entsprechend der Belastungsungunst wünschenswert. Während nämlich für die zulässigen Beanspruchungen je nach der Wahrscheinlichkeit des Zusammentreffens verschiedener Belastungszustände 2 oder gar 3 Grenzwerte angesetzt werden, pflegt man für alle 3 Fälle trotzdem die gleiche Knicksicherheit zu verlangen. Das ist nicht nur wenig folgerichtig, sondern auch unwirtschaftlich. Schon i. J. 1918 habe ich während einer behördlichen Bautätigkeit 3 zulässigen Beanspruchungen 3 entsprechende Knicksicherheiten gegenübergestellt. [13]). Der Zusammenhang ergibt sich ohne weiteres daraus, daß bestimmten zulässigen Beanspruchungen auch bestimmte zulässige Knickbeanspruchungen [14]) entsprechen.

Die im Schrifttum angegebenen Werte für die zulässige Druckbeanspruchung ⊥ Faser und die Scherbeanspruchung ⊥ Faser sind recht verschiedenartig. Da eine Überschreitung gerade dieser Beanspruchungen stets unerwünschte Formänderungen und nicht zu übersehende Beanspruchungen der Konstruktion zur Folge hat, ist eine diesbezügliche Klärung dringend erwünscht. Insbesondere erscheint die Sichtung veralteter Angaben in Handbüchern geboten. Mir scheinen beide Beanspruchungsarten eng miteinander verknüpft zu sein: Es wird zunächst die zulässige Druckbeanspruchung durch Ein- bzw. Aneinanderdrücken der Fasern und erst dann die zulässige Scherbeanspruchung durch Abscheren der Fasern überschritten. Dabei tritt aber eine scharfschnittige Scherbeanspruchung infolge Fehlens der entsprechenden Gegenkraft selten oder überhaupt nicht auf. In der Regel liegt örtlicher Lastangriff auf nur einer Seite des betreffenden Holzteiles vor. Es fragt sich, ob man nicht bei einer genügenden Berücksichtigung der Druckbeanspruchung ⊥ Faser die Scherbeanspruchung ⊥ Faser gänzlich außer acht lassen kann. Zur Kennzeichnung der Verschiedenheit der zu findenden Angaben sind nachstehend einige Zahlen für Kiefernholz zusammengestellt.

Angesichts der Zahlentafel 1 steht der gewissenhafte Konstrukteur vor einer schwierigen Entscheidung, während dem weniger gewissenhaften reichlicher Spielraum eingeräumt ist.

Einfache Bolzenverbindungen sind im Holzbau tunlichst [15]) zu vermeiden, sobald rechnungsmäßige Kräfte zu übertragen sind. Unverrückbar ist eine solche Verbindung — vergl. den Reibungsschluß durch Nietung im Eisenbau — nur solange, als die durch Anzug der Bolzenmuttern zwischen den verbundenen Teilen erzeugte Reibung eine Verschiebung der Teile gegeneinander verhindert. Hierauf kann man sich aber insofern nicht verlassen, als die Größe der Reibung von der Sorgfalt des Mutternanzuges, dem Schwinden und dem Feuchtigkeitsgehalt des Holzes abhängig ist. Es muß daher von vornherein mit der Möglichkeit eines Versagens der Reibung bzw. mit Biegungsbeanspruchungen der Schraubenbolzen gerechnet werden. Infolgedessen lassen sich aber auch geringe Verschiebungen der verbolzten Teile gegeneinander nicht vermeiden, obschon sie sich durch niedrige Biegungsbeanspruchung der Bolzen und desgl. Leibungsbeanspruchung des Holzes in geringen Grenzen halten lassen. Bei Ermittlung der Biegungsbeanspruchung kann eine entlastende endseitige Einspannung durch Unterlagscheiben, Schraubenkopf und -mutter insbesondere bei Holzlaschen mit Sicherheit nicht berücksichtigt werden, da sie erst bei fortgeschrittener Formänderung [16]) zur Herbeiführung eines Beharrungszustandes beitragen, während bei Eisenlaschen Schwinden und Feuchtigkeitsaufnahme des Holzes eine Entspannung bewirken können. Der auftretende Leibungsdruck ist kein gleichmäßig verteilter, sondern äußert sich infolge Formänderung des Bolzens vornehmlich als Kantenpressung. Diesen Umständen sollte bei Ermittlung der Biegungs- und Leibungsbeanspruchungen Rechnung getragen werden.

Zahlentafel 1.

	$k_d \perp$	$k_d \parallel$	$k_s \perp$	$k_s \parallel$
„Handbuch der Ing. Wiss." Der Brückenbau, II. Band, 1904, S. 10		79	7,0	5,8
„Lehrbuch des Hochbaues" von Esselborn, 1. Band, 1913, S. 240		60—80	10—15	
Neue preußische Vorschriften vom 24. 12. 1919	12 [14])	60	35 [14])	10
„Hölzerne Brücken" von Laskus, 1918, S. 33 . .		66	46	13
„Taschenbuch für Bauingenieure" von Foerster, 1914, S. 521		60	20	10
in „Deutsche Bauzeitung" von Jackson (Lang), 1919, S. 34	8—12	60—80	30—35	8—10
in „Der Eisenbau" von Trauer 1919, S. 150 — Belastung in voller Breite	12—16	60—80		
in „Der Eisenbau" von Trauer 1919, S. 150 — Belastung in geringerer Breite .	18—24			
in „Der Eisenbau" von Trauer 1919, S. 150 — Belastung mit kleineren ($l = 2\,b$). Zwischenplatten	12—16			
in „Der Eisenbau" von Trauer 1919, S. 150 — Belastung mit größeren ($l = 3\,b$). Zwischenplatten	9—12			

Da somit bei allen einfachen Bolzenverbindungen mit einer gewissen Nachgiebigkeit zu rechnen ist, sind sie nicht anwendbar [15]), wenn auf Unverschiebbarkeit der Verbindung großer Wert gelegt werden muß und insbesondere, wenn wechselnde Belastungsrichtungen auftreten. In diesen Fällen sind nur mittelbare Verbolzungen [7]) [20]) zulässig, bei denen die aufzunehmende Kraft durch Keile, Dübel aus Hartholz bzw. besser Eisen oder durch einen geeigneten Zimmermannsverband übertragen wird, während den dann schwächer bemeßbaren Bolzen nur die Aufgabe zufällt, die zu verbindenden Teile so dicht zusammenzuhalten, daß die Wirksamkeit des Verbandes gesichert bleibt. Dabei müssen die übertragenden Holzflächen möglichst senkrecht zur Stabachse liegen, damit Seitenkräfte und Ablenkungen von Kraftrichtungen vermieden werden. Keil- und schwalbenschwanzförmige Überblattungen können nicht als kraftschlüssige Verbände angesehen werden, weil sie beim Schwinden des Holzes Spiel bekommen, wodurch die Schrägflächen wirkungslos werden. Erst nach einer Längsbewegung des Stabendes bzw. nachdem die Bolzen eine Durchbiegung erfahren haben, wird ein neues Zumtragenkommen möglich. Eine weitere äußere Folge sind unzulässige Formänderungen des ganzen Fachwerkes.

***) Anm. d. Schriftl. Wir vermögen nicht zu übersehen, ob — wie es nicht unwahrscheinlich ist — in den obigen Fällen keine statischen Fehler vorliegen. Für Eisenbauten ist die Frage der Knicksicherheit nach unserer Ansicht heute bereits soweit geklärt, daß bei richtiger Berechnung der maßgebenden Faktoren eine den Zusammenbruch ausschließende Sicherheit in jedem Falle gegeben ist. — Die Euler-Knickformel für Eisen und Holz sind nach den neuen Hochbaubestimmungen vom 24. 12. 1919 für beide Stoffe durchaus gleich einfach gestaltet und anwendbar. M. F.

[13]) Vergl. auch A. Gregor in „Der Eisenbau" 1920, S. 215, und Dr. Ellerbeck in „Zeitschrift für Bauwesen", 1920, S. 131.

[14]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1920. S. 62.

[15]) Die Holzbauweise „Meltzer" ist hier als Sonderfall anzusprechen, da nur ausgewählte Hölzer zur Verwendung gelangen und für das Einziehen der Bolzen besondere Erfahrung maßgebend sind.

[16]) Vergl. auch die Ausführungen und Versuche von Ackermann in „Der Eisenbau", 1910, S. 422.

Die Frage der Berücksichtigung eines bei Hallenbauten wirksamen „inneren Winddruckes“[17]), der auch einem bei geschlossener Halle wirksamen negativen Saugdruck infolge äußerem Winddruck gleichgesetzt werden kann, ist noch nicht als geklärt zu betrachten. Da aber tatsächlich, und zwar insbesondere bei großen Hallen, von innen nach außen wirkende Luftdruckbelastungen auftreten, muß insbesondere für den Holzbau die Forderung ausgesprochen werden, daß bei allen Konstruktionen, deren Anschlüsse und Knotenpunkte nicht als Spannungsverbindungen[17]) ausgebildet und somit nicht zur Aufnahme wechselnder Beanspruchungsrichtungen befähigt sind, die Berücksichtigung eines inneren Winddruckes konstruktiv in der Weise erfolgt, daß Gegenstreben eingebaut werden oder sonstige Maßnahmen getroffen werden, die geeignet sind, schlagartige Inspannungsetzungen bzw. stoßweise Belastungen einzelner Anschlüsse und Stäbe auszuschalten, um nachteilige Formänderungen oder gar Brüche zu verhüten.

Die eben ausgesprochene Forderung lautet ganz allgemein: Ausschluß nachteiliger Erscheinungen bei wechselnder Belastungsrichtung. Sie betrifft neuzeitliche, dem früheren Spreng-, Hängewerk- und Bogenbau mit grundsätzlich stützender Wirkungsweise unter Benutzung von Lastaufhängungen an Knotenpunkten und einseitiger Belastungsrichtung fremde Lösungen, die durch neue Verkehrs- und Betriebsaufgaben benötigt und durch die im Eisenbau erfolgte Förderung der Theorie des Fachwerks angeregt und erleichtert wurden. Die neuzeitlichen sogenannten „freitragenden“ Holzbauweisen sind der Forderung bereits zum größten Teil gerecht geworden, im übrigen aber grundsätzlich in der Lage, dies zu tun. Die Entwicklung befindet sich noch im Flusse.

Es empfiehlt sich, bei der Berechnung von Holzbauten wie im Eisenbau zwei Belastungsstufen zu unterscheiden: und zwar eine Stufe mit häufiger vorkommenden Belastungsfällen (σ_{g+p}, σ_{g+s}, σ_{g+w}, σ_w) und geringer zulässiger Beanspruchung und eine weitere die möglichen ungünstigsten Belastungsfälle ($\sigma_{g+p+s+w}$, σ_{g+p+s}, σ_{g+s+w}) betreffende Stufe mit höherer Beanspruchung. Die Berücksichtigung zweier solcher Stufen gewährt einen klareren Einblick in die Beanspruchungsweise und die Tragsicherheit der Konstruktion als die nur einer Stufe. Um dabei die verschiedenen Belastungsfälle beliebig zusammenfassen zu können, ist Voraussetzung für den Gang der Berechnung, daß die Auflager- und Spannkräfte für alle Fälle zunächst getrennt ermittelt werden. Hiermit wird zugleich die Übersichtlichkeit und Zuverlässigkeit der Berechnung und damit auch der Konstruktion erhöht.

In dem Buche von Laskus[4]) ist vieles enthalten, was sich nicht ausschließlich auf Brückenbau bezieht, vielmehr Holzkonstruktionen im allgemeinen betrifft. Es kann daher hier innerhalb gewisser Grenzen mit herangezogen werden:

Es werden viele Belege aus Winklerschen Arbeiten angeführt, die auch im sonstigen Schrifttum, insbesondere in Handbüchern zwar immer noch anzutreffen sind, aber zum großen Teil heute als veraltet gelten dürfen. Insbesondere kommt bei hochentwickeltem Eisenbau die ausgiebige Verwendung gußeiserner Beschlagteile und Konstruktionsmittel fast gar nicht mehr in Frage. Solche lassen sich jetzt billiger, schneller und tragfähiger in Flußeisen herstellen. Als ausgeschaltet kann Gußeisen heute für Laschen, Schuhe, Unterlagscheiben und Hirnholz-Zwischenlagen gelten.

Bei den auf S. 96 u. f. behandelten bewehrten Balken sind zwar die infolge Wirkung der Spannstangen auftretenden Balkenlängskräfte berücksichtigt, nicht aber das infolge deren Exzentrizität auftretende Biegungsmoment. Dies wirkt der bewirkten Verspannung insofern entgegen, als es die Verminderung der Balkendurchbiegung zum Teil wieder beseitigt. Das bei geraden Balken alle Querschnitte mit gleichbleibender Größe belastende Moment erzeugt nämlich wie die Grundbelastung in den unteren Fasern Zug und in den oberen Druck. Die vollständige Ausschaltung des exzentrischen Längskraftangriffes erscheint um so erwünschter, als das Biegungsmoment bei zunehmender Balkendurchbiegung nicht unveränderlich bleibt, vielmehr die Hebelarme nach der Balkenmitte zu größer werden.

Mit Recht wird auf Seite 109 darauf hingewiesen, daß die Schraubenbolzen verdübelter Balken besser nicht durch die ja ohnehin in ihrer Lage gesicherten und nicht zu schwächenden Dübel, sondern durch die zwischen diesen angeordneten Futterstücke gehen. Die an ihnen bei genügendem Schraubenanzug auftretende Reibung kommt dann gegebenenfalls der Tragfähigkeit der Verbindung zusätzlich zugute. Dagegen erscheint es auf S. 111 bezüglich der Herstellung der Sprengung verdübelter Balken nicht angezeigt, diese zuerst an den Enden zu verdübeln und dann zu verbiegen und anzuzeichnen. Denn die Enddübel würden der Balkenbiegung entgegenarbeiten. Vielmehr scheint es das Gegebene zu sein, zunächst einen spannungslosen Mitteldübel einzusetzen und erst dann zu biegen. Vergl. den auf S. 104 beschriebenen entsprechenden Vorgang beim verzahnten Balken.

Das auf S. 127 gegebene doppelte Hängewerk mit mittlerem einfachen Strebenzug wird zweckmäßig nur als statisch bestimmtes reines Fachwerk aufgefaßt und auch durchgebildet.

Bei der Darstellung von ausgeführten Bauwerken und auch von Musterkonstruktionen ist es zweckmäßig, stets das Jahr der Entstehung anzugeben. Man kann dann die Entwicklungsrichtung und den Fortschritt der Zeit besser erkennen.

Die auf Seite 31 des Buches von Gesteschi[4]) dargestellten aufgeklauten Hölzer werden zweckmäßig durch quer eingezogene Schrauben oder umgelegte Bänder gegen Aufspleißen gesichert.

Es erscheint nicht begründet, daß bei Fachwerkbalken und -trägern nur immer von lotrechten Formänderungen die Rede ist. Diese sollen von Trockenheit und Nässe bzw. vom Austrocknen des Holzes abhängig sein. Vergl. S. 93 und 94. Wenn dadurch lotrechte Formänderungen bedingt sind, so müssen auch wagerechte auftreten. Ist daher die Ausbildung beweglicher Auflager im Holzbau auch „nicht üblich“, so kann dem keineswegs als einer zu Recht bestehenden Tatsache zugestimmt werden. Zur Begründung seiner Auffassung weist Gesteschi darauf hin, daß bei Holz die Längenänderungen infolge Wärmewirkung nur gering seien. Das mag für die unmittelbare Wärmewirkung zutreffen, nicht aber auch für den mittelbar von der Höhe des Wärmegrades abhängigen Feuchtigkeitsgrad des Holzes. Ich kann mich der Überzeugung nicht verschließen, daß die lotrechten Formänderungen geringer sein würden, wenn an den Stellen ein längsbewegliches Auflager vorhanden wäre, wo es gemäß den in der statischen Berechnung gemachten Voraussetzungen am Platze ist. Solche Auflager könnten übrigens grundsätzlich möglichst einfach ausgebildet werden. Meist werden ballige Gleitlager genügen. Bei großen Belastungen und Stützweiten werden sich Rollen nicht vermeiden lassen. Bemerkt sei noch, daß leider auch im Eisenhochbau der Verzicht auf bewegliche Auflager vielfach „üblich“ ist. Eingemauerte Trägerenden gehören keineswegs zu den Seltenheiten und unbeabsichtigten Ausführungsweisen, auch wenn in der statischen Berechnung die ausdrückliche Annahme frei beweglicher Auflagerung gemacht werden mußte. Auch einem derartigen Verfahren kann nur nachdrücklichst entgegen getreten werden. (Schluß folgt.)

---

[17]) Vergl. Gesteschi, 1919, Seite 63, 64, 196 und 199.

Die neuen preußischen Vorschriften[8]) verlangen im allgemeinen bei offenen Hallen die Berücksichtigung eines auf Dach und Wände von innen nach außen wirkenden Winddruckes von 60 kg/m² rechtwinklig getroffener Fläche. Es ist aber für Gegenden mit besonders großen Windstärken eine Erhöhung der Winddruckzahlen um 25 bis 50 vH vorgeschrieben. Vergleiche auch Anm.[19]).

Inzwischen ist auch von beruflich beteiligter Seite eine Äußerung über die Frage des inneren Winddruckes erfolgt: nämlich von dem früher im Marinebaudienst an maßgebenden Stellen tätig gewesenen Herrn Professor Dr.-Ing. Grüning in Hannover in seinem in „Der Bauingenieur“ 1920. S. 39 und 40 erschienenen Aufsatz: „Versuche über Winddruck“.

DIE EISERNE HOHLSCHWELLE.

Daß die „bis zu einem gewissen Grade" elastische Schienenunterstützung wünschenswert sei, ist von Fachleuten mehrfach ausgesprochen worden und die Erscheinungen am Gleise bestätigen es.

In Heft 13, 1915 des „Organ f. d. F. d. E.W." stellte Verfasser die Güteeigenschaften der jetzt im Gebrauche befindlichen Eisenbahnquerschwellen vergleichend einander gegenüber und schlug dabei als Ergebnis eine elastische hohle Eisenschwelle vor, die gleichzeitig die guten Eigenschaften der andern Schwellenarten wahrte.

Diese Vorschlagsschwelle trat theoretisch ohne weiteres in unmittelbaren Wettbewerb zu der eisernen Trogschwelle,

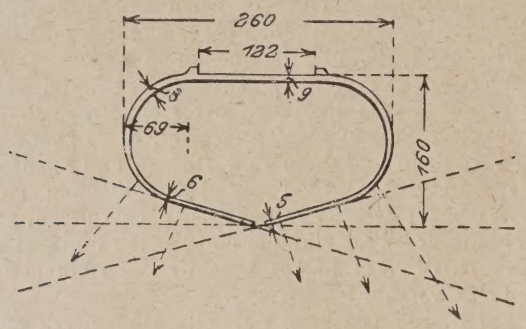


Abb. 1.

während die Holzschwelle und die Eisenbetonschwelle vorläufig noch außerhalb des eingehenden Vergleiches blieben.

Die walztechnische Ausführbarkeit der Hohlschwelle erforderte eine Abänderung der vorgeschlagenen Form dahin, daß einem gleichmäßig (7 mm) starken Flußeisenbleche die Gestalt gegeben wurde, die dem Grundgedanken Rechnung trägt:

„von außen kommende Stöße und Drücke in kleine vorübergehende Änderungen des Querschnittes umzusetzen und dadurch von der Leistung schädlicher Abnutzungsarbeit abzuhalten. — Das Gleisganze bleibt hierbei in seinem Zusammenhange völlig unbeeinflußt."

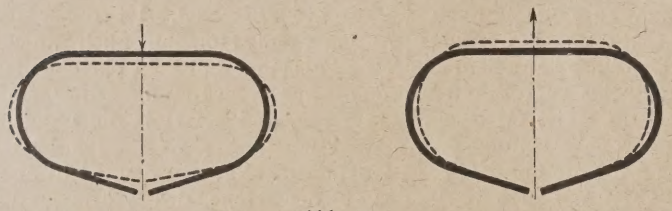


Abb. 2.

Mit von der Akt.-Ges. „Phönix" gelieferten Probeschwellen wurde seit Frühjahr 1918 nun versucht, nachzuweisen, daß die schädlichen Wirkungen der Stoß- und Druckkräfte tatsächlich durch die Form der Eisenschwelle abwendbar sind.

Die hauptsächlichsten Vorwürfe, die von der Gleisunterhaltung gegen die hochliegende und unten offene Trogschwelle erhoben werden, sind:

Die Zerstörung bzw. Überbeanspruchung der Bettung bis unter deren Sohle hinab, infolge der hämmernden Wirkung der Schwellenränder und die Beweglichkeit unter dem Zuge, der nur schwer von unten vollstopfbaren und nur ein kleines Widerstandsmoment besitzenden leichten Trogschwelle und als Folge davon: „vorzeitig eintretende Lockerung der Schienenbefestigung, Wanderschubwirkungen aller Art" usw.

Die im Materialprüf- und Versuchsamte an der Dresdener Technischen Hochschule durchgeführten Stoß- und Druckversuche ergeben, daß die nach Gutlegung mit Bettungsstoff von der Seite her auszufüllende und dadurch stark massig werdende, eiserne Hohlschwelle die Mängel der Trogschwelle zu beseitigen geeignet ist. — Ein eingeladener Fachgenossenkreis stellte im Juni 1919 und im März 1920 fest[1]), daß mehr oder weniger starke Schläge auf die Hohlschwelle rasch vorübergehende Formänderungen ihres Querschnittes auslösen und daher außerdem keine schädliche Arbeit (Bettungszerstörung usw.) liefern können.

Nacheinander zentrisch wie exzentrisch von oben und unten und in der Gleisrichtung ausgeübte, hydraulische Druckkräfte erzeugten in den Wandungen der Hohlschwellen kleine Verdrückungen, die sich der Lage und der Richtung der jeweilig tätigen Kraftlinien völlig anpassen. — Hieraus darf geschlossen werden, daß bei einem mit Hohlschwellen gebauten Gleise weder die auf Wanderung wirkenden Längskräfte, noch die auf Lockerung der Schienenbefestigungsmittel gerichteten Hubkräfte Schäden hervorbringen können, sondern in den kaum merkbaren, vorübergehenden Veränderungen der Abmessungen des Schwellenninnenraums ihre Erledigung finden.

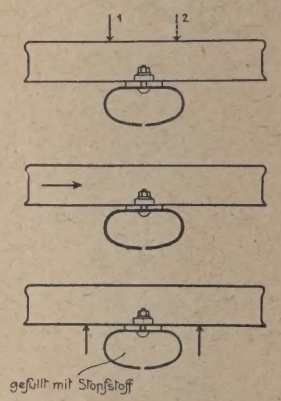


Abb. 3.

Bei dem hohen Gewichte (230 kg) der gefüllten und vermöge ihrer 1 : 4 geneigten Bodenflächen gut stopfbaren Hohlschwelle und der Tieflage ihres Auflagers in der Bettung ist die Ruhelage unter dem fahrenden Zuge erheblich, was wieder den längern Festsitz der Haftmittel in der Befestigungsstelle der Schiene auf der Schwelle zur Folge hat.

Um diese Tatsache in einer kleinen Probeausführung festzustellen, wurden auf dem Bahnhofe Wettiner Straße in Dresden in ein Schnellzugsgleis zwei der Probehohlschwellen eingebaut und unter Beobachtung genommen im Vergleich mit der gewöhnlichen und der verstärkten Trogschwelle und der Holzschwelle.

Die photographische Aufnahme der Bewegungen der Trog- und der Hohlschwelle unter dem fahrenden Zuge mit dem Dr. Bloßschen Apparate (beschrieben in „Elektr. Kraftbetriebe und Bahnen" 1920, Heft 10 u. 11) ergibt folgendes: Bei der Trogschwelle war außer an einem Fixpunkte, am Schwellenende eine leuchtende Marke, in der Hohlschwelle dagegen unter der Schienenbefestigung je eine dergl. an der Decke und am Boden angebracht, deren Spuren auf einem abrollenden lichtempfindlichen Streifen während der Zugsüberfahrt festgehalten wurden. — Bei der Hohlschwelle zeigt der Abstand zwischen Decke und Boden unter der Lokomotive 1,3 mm und unter den Wagen 0,7 mm Verminderung und die Bodenlage gegen die Fixpunktlinie eine regelmäßige Folge flacher, stetiger Kurven. — Bei der Trogschwelle aber sind unter den Wagen (das Bild unter der Lokomotive glückte nicht) 5,4 mm lotrechte Bewegung des Schwellenendes vorhanden bei starken, zittrigen Relativbewegungen.

Es erübrigt nur noch, den Nachweis zu liefern, daß es vermöge der Elastizität, die der Hohlschwelle innewohnt, möglich ist, auf die fortgesetzt erstrebte Verstärkung der Decke der Eisenschwellen oder die Schaffung besonders herausgepreßter Stützflächen in der Decke zu verzichten, die wegen der Überleitung der von den Fahrzeugen ausgeübten Seitenstöße in die Schwelle für nötig erachtet werden, da die Erfahrung gelehrt hat, daß die vorzeitige Zerstörung der Schwellen-

[1]) Organ f. d. F. d. E. W. 1919, Heft 5, und Zeit. d. V. D. E. V. 1920, Nr. 48.

decke und der Haftmittel innerhalb der Schienenbefestigungsstelle in der zu geringen Deckenstärke ihren Grund findet.

Wenn die dauernde Aufrechterhaltung der innigen Verbindung der Schiene mit der Hohlschwelle, die beide zu einer Einheit macht, letztere befähigt, auch die seitlichen Horizontalstöße innerlich ganz oder teilweise zu verarbeiten, so würde darin ein Mittel gegeben sein, der vorzeitigen Zerstörung der Schwellendecke vorzubeugen.

Dies soll klargestellt werden durch eine Dauerbeanspruchung mittels seitlicher, auf den Schienenkopf maschinell geführter Hammerschläge, die im Dresdener Versuchsamte vergleichend zwischen Trog- und Hohlschwelle eingerichtet wird.

Die durchschlagende Beweisführung betreffs des tatsächlichen Zusammenwirkens der geschilderten guten Eigenschaften der Hohlschwelle kann indessen nur durch Beobachtung ausgeführter längerer Probestrecken seitens der einzelnen Bahnverwaltungen erfolgen, da nur mit Hilfe von Durchschnittserfahrungen im starken Betriebe die Richtigkeit der elastischen Schienenunterstüzung auf der freien Strecke zutage treten kann, wie sie z. B. für Gleise auf starrem Unterbau (Arbeitsgruben, Brücken usw.) ohne weiteres in die Augen springt.

Da es sich hierbei um erhebliche Ersparnisse in der Gleisunterhaltung handelt, so würde die baldige Herstellung ausgedehnter Probestrecken mit Hohlschwellen gute Folgen für die deutsche Gleiswirtschaft haben.

Klotzsche b. Dresden, August 1920.

R. Scheibe, Finanz- und Baurat a. D.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Heiße Teeröle und Beton. Dr.-Ing. Friedrich Moll empfiehlt in Beton u. Eisen 1920, Heft 11, S. 131 Murolineum-Tränkung für Beton, der dem Einflusse von Maschinenölen ausgesetzt ist.

Der Schutz des Zements und Betons gegen Säuren. Von Dr.-Ing. Friedrich Moll. Bauwelt 1920, Heft 31, S. 408. 1 Seite.

Neuzeitliche Fragen in der Zement- und Beton-Industrie. Zweite Antwort von Dr. A. Moy Berlin (in seiner Aussprache mit Dr. Luftschitz). Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 82, S. 759.

Die Bestimmung des Schwefels in Roheisen, Stahl, Erzen, Schlacken und Brennstoffen durch Verbrennung im Sauerstoffstrome. Von Chefchemiker A. Vitta, Friedenshütte (O.-Schl.). Stahl u. Eisen 1920, Nr. 28, S. 933—938.

Zementwaren-Stampfmaschine. Stampf-, Schleif- und Poliereinrichtung in einer Maschine. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 75, S. 711.

Über die Sanierung von Eisenbahnunterbauobjekten (Zementpreßverfahren). Auseinandersetzung zwischen August Wolfsholz und Dr. Karl Haller im Anschlusse an des letzteren Veröffentlichung in der Zeitschrift des Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1919, Heft 38, ebenda 1920, Heft 10.

Statik und Festigkeitslehre.

— — — —

Brückenbau.

a) Allgemeines.

Der bevorstehende Neubau der Trisannabrücke in Tirol. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Leop. Örley, o. ö. Prof. f. Straßen-, Eisenbahn- u. Tunnelbau, Wien. Die alte Brücke im Zuge der Arlbergbahn ist 1884 erbaut, ist aber von Anfang an wegen der Bewegungen der Hauptpfeilerköpfe und die dadurch hervorgerufenen Beschädigungen des Mauerwerks mit Besorgnis betrachtet worden. Heute kommt dazu, daß sie den gesteigerten Anforderungen des Betriebes, insbesondere des elektrischen, nicht gewachsen ist. 1914 hat man ein neues Bauwerk in Stein geplant, jetzt scheint man einer eisernen Brücke zuzuneigen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 28/29, S. 209.

Neues und Altes über Brücken. Mit 10 Abb. Industriebau 1920, Heft 6, S. 67.

Regelquerschnitte für Straßenbrücken. Von Reg.- und Baurat Dr.-Ing. Ellerbeck und Regierungsbaumeister Starker, Berlin. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 60, S. 381—83.

Hochwasserzerstörungen in Mazedonien und Durchflußweiten von Brücken. Von Dipl.-Ing. R. Feindler, Darmstadt. Tiefbau 1920, Nr. 55 und 56. (7 Abb.)

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

(Siehe oben unter Brücken, Allgemeines.)

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

Arbeiten deutscher Eisenbauwerke aus den Kriegsjahren 1914 bis 1918. Von Dr.-Ing. H. Bösenberg in Düsseldorf. In Stahl u. Eisen 1920, Nr. 11, 15, 16 wird die umfangreiche Veröffentlichung fortgesetzt.

Neuartige Klappbrücke über die Eider bei Friedrichstadt. (Erbaut 1915/16.) Besprochen im Ztrbl. d. Bauv. 1920, Nr. 61, S. 386—87.

Freiwerdende Eisenbahndrehbrücke. Beschreibung der Drehbrücke bei Taterpfahl nebst Abb., die beseitigt wird und zum Verkaufe steht. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 58, S. 372.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Schlackenbeton-Gußhäuser der Märkischen Heimstätte, Berlin, bei Eichkamp im Grunewald nach der Bauweise Loesch. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 79, S. 738.

Eisenbeton-Ziegeldächer. Ziegeldächer ohne Holz und ohne Dachstuhl. Ergänzende Abb. zu den Ausführungen in Nr. 57, S. 548 der Tonind.-Ztg. 1920 von Ing. Emil Neupert (Stuttgart) ebenda Nr. 76, S. 719.

Verwertung der Normenarbeit beim Häuserbau in Amerika. Bauwelt 1920, Heft 31, S. 411 aus der Schweizerischen Zeitschrift „Das Werk" 1920, Heft 4.

Wieviel Kalk gebraucht man zu einem Wohnhause (soll heißen „braucht"). Berechnung in Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 91, S. 825, von K. Matties.

Mißerfolge der Lehmbauweise. Was ein Teilnehmer eines Lehmbaukurses sagt. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 78, S. 729.

Gründungsarbeiten usw.

Bodenuntersuchungen. Ministerialerlaß mit praktischen Winken. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 40, S. 375—76.

Eine Verordnung zum Schutze der Preßluftarbeiter wird im Reichsgesetzblatt Nr. 146, S. 1357 veröffentlicht. Bericht hierüber in der Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 30, S. 582.

Verlängerung der Seeufermauer zum Schutze der Stadt Galveston am Golf von Mexiko. Z. d. Bauv. 1920, Nr. 51, S. 329. Mit Abb.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft.

Die Höhe der Sturmfluten im Wattenmeer hinter der Insel Sylt. Eich im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 59, S. 378—380.

Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

Für den Bau einer Großschiffahrtsstraße von Aschaffenburg zunächst bis Bamberg und den Ausbau der Donau von Kehlheim bis zur Reichsgrenze bei Passau. Abdruck von Erläuterungen zu diesem Bauvorhaben im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 61, S. 391. 1½ Spalten.

Der Großschiffahrtsweg Rhein-Main-Donau. Von Direktionsrat Dr. Zeitler, München. Tiefbau 1920, Nr. 58, 59 u. 60, entnommen der Zeitschr. f. Binnenschiffahrt.

Die zweckmäßige Größe für einen Donau-Oder-Elbe-Kanal. Von Dr.-Ing. F. Gebers, Direktor d. Schiffbautechn. Versuchsanstalt in Wien. Werft u. Reederei 1920, Heft 11.

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Die Errichtung eines Staubeckens bei Ottmachau. Gutachten der Akademie des Bauwesens (vom 9. II. 20). Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 58, S. 369—371.

Das Spullerseekraftwerk. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 31, S. 607. Kurzer Bericht mit Lageplänen.

Ein neues Wasserkraftgesetz in den Vereinigten Staaten. Kurzer Bericht in der Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 30, S. 581.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Druckluft-Tunnelbohrungen. Beitrag zur Berechnung von Tunnel-Bohranlagen. Von Ing. Jos. Gaisberger. Graz. Z. d. ö.-Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 21, 22 u. 26/27.

Straßenbau.

— — — —

Eisenbahnbau und -betrieb.

Die Kriegserfahrungen im Eisenbahnwesen und ihre Auswertung für die Friedenswirtschaft. Von Prof Blum, Hannover. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 61, S. 385—86.

Die theoretische Bedeutung der Anfahrbeschleunigung für die Leistungsfähigkeit einer Stadtschnellbahn. Referat über die Arbeit von Reg.-Baumeister a. D. Otto Christiansen in den Annalen f. Gewerbe u. Bauwesen in Ztg. des Ver. d. Eisenb.-Verw. 1920, Nr. 50, S. 569—571.

Die Elektrisierung der Riesengebirgsbahnen. 20 Zeilen Bericht in der „Verkehrstechnik" 1920, Heft 21, S. 300.

Stand der österreichischen Elektrisierungspläne. Ztg. des Ver. d. Eisenbahnverwaltungen 1920, Nr. 50, S. 571.

Erweiterung der Aufgaben großstädtischer Verkehrsmittel. Mit Bezug auf das Ruhrgebiet. Von Reg.-Baumeister W. Hansing, Gotha. Verkehrstechnik 1920, Heft 21, S. 293—95.

Die wirtschaftlichen Erschütterungen der deutschen Straßenbahnen. Mit 20 Zahlentafeln und 5 Schaulinienblättern. Juliheft der Zeitschrift für Kleinbahnen 1920, S. 225—260.

Kleinbahnpläne für den holländischen Kohlenbezirk in Südlimburg. Nach De Ingenieur in der Zeitschr. f. Kleinbahnen 1920, Juniheft, S. 199—200.

Über die Abhängigkeit der Leistungsfähigkeit der Stadt- und Vorortbahnen von ihren Verkehrskennzahlen. Von Reg.-Baumeister a. D. Otto Christiansen, Apenrade. Ebenda S. 189—198.

Neues von den Berliner Verkehrsunternehmungen. Ebenda S. 201—210.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie -Schiffbau.

Allgemeines über Eisenbeton.

Versuche mit Eisenbeton-Güterwagen. Nach einem Bericht von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt, mit 1 Abb., in Beton u. Eisen 1920, Heft 11, S. 128.

Die Kieler Eisenbetonwerft A.-G. in Neumühlen. Kurzer Bericht über die Gründung und das Leben der Gesellschaft in Beton u. Eisen 1920, Heft 11, S. 131.

Mindener Eisenbetonwerft A.-G. Ebenda S. 131.

Umschnürte Betonsäulen mit Steinkernen. Von Dr.-Ing. Fritz Emperger, Wien. Schweiz. B.-Ztg. vom 31. Juli u. 7. August 1920.

Eisenhochbau.

Bauart der Schachtträger und des Gerüstes für Hochöfen. Von Obering. B. Cellar in Köln. Stahl u. Eisen 1920, Nr. 29, S. 965—69.

Holzbau.

Die Holzhaus-Siedelungen des Wohnungs-Verbandes Groß-Berlin. Von Westedt. D. B.-Ztg., Beilage „Der Holzbau" 1920, Nr. 13, S. 49—51.

Die Holzkonservierung. Der Holzbau (Beilage der D. B.-Ztg.) 1920, Nr. 13 und 14.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

Städteentwässerungen nach dem Kriege. Von Zivilingenieur Geißler, Berlin-Nikolassee. 3½ Seite (ohne Abb.) im Städt. Tiefbau.

Die Wünschelrute. Von Geheimrat Knoch, Hannover-Waldhausen. ¾ Spalte in der Bauwelt 1920, Heft 30, S. 396.

Kunst im Ingenieurwesen.

Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten.

Standesvertretung.

Sonstiges.

Gegen den Abbruch von Ziegeleien. Von Dr. Ph. Fabian. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 85, S. 783.

Für und wider den Abbruch der Ziegeleien. Zwei sozialistische Gegner. Bauwelt 1920, Heft 30, S. 395—96.

Abbruch von Ziegeleien. 1 Spalte in Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 90, S. 816.

Zur Frage der technischen Schiedsgerichte. Von Oberbaurat Prof. a. D. Moerike, Stuttgart. D. B.-Ztg. 1920, Nr. 60, S. 309—12.

Das Lehrlingswesen in der Betonindustrie. Von Harry Richter. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 90, S. 815.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Einwirkung von Kohle auf Beton.

Wiederholt sind durch die in- und ausländischen Fach und Tageszeitungen Berichte gegangen, nach denen Beton von Kohle angegriffen und mit der Zeit zerstört wird. Diese Berichte waren meist sehr allgemein gehalten und brachten keine bestimmten Angaben. Andererseits ist bekannt, daß in Deutschland schon in den Vorkriegsjahren außerordentlich viel Beton- und Eisenbetonbauten zur Aufbewahrung von Kohle errichtet worden sind, und daß daß diese Bauten sich sehr gut bewährt haben. Im besonderen hat auch die Kohlenindustrie selbst und die Eisenindustrie den Beton und Eisenbeton als Bauweise für Kohlenbunker in steigendem Maße herangezogen. Es erschien daher angezeigt, durch eine Rundfrage bei den Mitgliedern des Deutschen Betonvereins festzustellen, ob Zerstörungserscheinungen an den von der Kohle berührten Betonflächen in solchen Bauwerken im Laufe der Jahre öfter beobachtet worden sind. Bei dieser Rundfrage wurden gleichzeitig Angaben erbeten über das Alter der Bauwerke, über die Art der gelagerten Kohle, ihren Schwefel- uni Feuchtigkeitsgehalt, ob sie ruhig lagert oder sich in Bewegung befindet, und ob die mit der Kohle in Berührung stehenden Betonflächen mit Putz, Schutzanstrichen u. dgl. versehen sind.

Es wurde angenommen, daß für irgendwelche Zerstörungserscheinungen der Schwefelgehalt der Kohle maßgebend ist. Bekanntlich sind die frischen Kohlen beim Lagern an der Luft unter dem Einfluß des Sauerstoffes Zersetzungen unterworfen, die Kohlen „verwittern", es findet eine Oxydation, eine langsame Verbrennung statt (vergl. „Tonindustrie-Zeitung" 1912, Nr. 139 S. 1846, „Die Naturwissenschaften", Berlin 1920, Heft 21, S. 407, „Beton und Eisen" 1919, Heft 17/18, S. 196). Etwaige Betonzerstörungen durch Kohle sind auf diesen Verbrennungsprozeß zurückzuführen. Ihm sind nur solche Kohlen unterworfen, die noch nicht „ausgereift" sind, also frische Braun- und Steinkohlen, während Anthrazit solchen chemischen Veränderungen nicht mehr unterliegt. Hiernach kann ausgesprochen werden, daß Anthrazitkohlen dem Beton niemals gefährlich werden können. Stein- und Braunkohlen verlieren beim Lagern an der Luft an Heizkraft, sie zerfallen allmählich von Stückkohlen in Gries und Staub. „Der Verwitterungsprozeß erreicht sein Ende, sobald der Wasserstoff und ein leichter oxydierbarer Kohlenstoffanteil verschwunden (wegoxydiert) ist." Erwärmt sich die Kohle während der Lagerung, so geht der Verwitterungsprozeß viel rascher vor sich, die Wärmegrade werden durch die chemischen Vorgänge noch weiter gesteigert, und sie können so hoch werden, daß eine Selbstentzündung der Kohle eintritt, ein in Kohlensilos häufig beobachteter Vorgang. Bei der Lagerung der Kohle ohne die Möglichkeit der Erwärmung wird innerhalb kurzer Zeit eine Veränderung kaum eintreten; es ist der normale Fall der Kohlenlagerung in Silozellen, in denen sich die Kohle fast stets in Bewegung befindet und durch neue Beschickungen ersetzt wird, selten aber nur längere Zeit ganz ruhig lagert. Da Kleinkohlen infolge ihrer größeren Oberfläche lebhafter Sauerstoff aufnehmen, als die gleiche Menge Stückkohlen, neigen Stückkohlen im allgemeinen weniger zur Verwitterung als Kleinkohlen.

Aus Beobachtungen hat sich ergeben, daß Kohlen, die dem Regen ausgesetzt waren, nachweislich nicht stärker zersetzt wurden als Kohlen, die lufttrocken aufbewahrt wurden. Im allgemeinen übt also das Vorhandensein von Feuchtigkeit keinen besonderen Einfluß aus, dagegen wird die Verwitterung durch Feuchtigkeit gefördert, wenn die Kohlen reich an Schwefelkies sind; solche Kohlen nehmen in feuchtem Zustand mehr Sauerstoff auf, als schwefelkiesärmere.

In Heft 21 der Zeitschrift „Die Naturwissenschaften" vom 21. Mai 1920 werden die Verwitterungsvorgänge einer lagernden Kohle nach Muck wie folgt zusammengefaßt:

1. „Die Verwitterung ist die Folge einer Aufnahme von Sauerstoff, welcher einen Teil des Kohlenstoffs und Wasserstoffs der Kohle zu Kohlensäure und Wasser oxydiert, andernteils direkt in die Zusammensetzung der Kohle eintritt."

2. „Der Verwitterungsprozeß beginnt mit einer Absorption von Sauerstoff. Erwärmen sich infolge dieses oder eines anderen Vorganges die Kohlen während der Lagerung, so tritt nach Maßgabe der Temperaturerhöhung eine mehr oder weniger energische chemische Reaktion des Sauerstoffs auf die verbrennliche Substanz der Kohlen ein, andernfalls verläuft der Oxydations- (Verbrennungs-) Prozeß so langsam, daß sich in der Mehrzahl der Fälle die innerhalb Jahresfrist eintretenden Veränderungen technisch rein analytisch kaum mit Sicherheit feststellen lassen."

3. „Die Feuchtigkeit als solche hat direkt keinen begünstigenden Einfluß auf die Verwitterung. Gegenteilige Beobachtungen werden sich immer auf den Umstand zurückführen lassen, daß manche, besonders an leicht zersetzbarem Schwefelkies reiche oder in Berührung mit Wasser bald zerfallende Kohlen sich unter gleichen Verhältnissen im feuchten Zustande ausnahmsweise rascher erhitzen als im trockenen."

Wenn Zerstörungserscheinungen am Beton beobachtet worden sind, so muß es sich um außergewöhnliche Sonderfälle gehandelt haben. Eine Gefahr für den Beton kann eintreten, wenn Kohle mit hohem Schwefelgehalt lange Zeit ruhig gelagert wird, und wenn sie gleichzeitig naß ist. Der Schwefel verwandelt sich bei dem Oxydationsprozeß besonders bei Vorhandensein von Feuchtigkeit in schweflige Säure und Schwefelsäure, die den Beton angreifen und zu Gipstreiben führen kann. Wie in allen Fällen bei der Lagerung von Kohle dichteste Betonflächen verlangt werden müssen, so wird in Sonderfällen der beschriebenen Art zweckmäßigerweise ein asphaltartiger Anstrich auf den Betonflächen anzubringen sein.

Auf die erwähnte Rundfrage ist von Mitgliedern des Deutschen Beton-Vereins ein außerordentlich reichhaltiges Material eingegangen. Es gibt den überzeugenden Beweis dafür, daß Beton seit vielen Jahren ohne irgendwelche Anstände zur Lagerung von Kohle benutzt worden ist und in steigendem Maße weiter verwendet wird. Viele Bauunternehmungen haben sich allgemein über ihre Bauausführungen geäußert und nicht die erbetenen bestimmten Angaben gemacht. Ein einziger Fall ist mitgeteilt worden, bei dem Zerstörungserscheinungen am Beton beobachtet worden sind, und dabei hat es sich offenbar um außergewöhnliche Umstände gehandelt. In einem Kohlenturm wurde Feinkohle mit hohem Schwefelgehalt, 15% Feuchtigkeitsgehalt und hohem Salzgehalt gelagert. Die chemische Untersuchung einer Betonprobe ergab 81% Kieselsäure (Sand), 1,12% Schwefelsäure, 12,50% Calciumoxyd, 2,50% Eisenoxyd und etwas Aluminiumoxyd. Das Gutachten der chemischen Untersuchungsanstalt sagt, der Gehalt des Betons an Schwefelsäure sei zwar nicht allzu hoch, doch müsse auf eine Einwirkung von Schwefelsäure auf den Beton geschlossen werden. Einesteils habe sich nämlich der bei der Schwefelsäureeinwirkung sich bildende schwefelsaure Kalk dadurch dem chemischen Nachweis entzogen, daß er im Wasser sehr leicht löslich ist und infolgedessen von diesem fortgeführt wird; der Beton bekommt dann ein schwammiges Aussehen. Andernteils sei auch das völlige Fehlen von Aluminiumverbindungen sehr auffällig gewesen, und dies sei ebenfalls nur als Folge einer Auflösung durch Schwefelsäure zu erklären.

Der Füllraum des Turmes hat im Innern einen Zementverputz aus Portlandzement und Rheinsand erhalten, der auf der unteren Trichterfläche und dem unteren Teil der aufgehenden Wände wasserdicht abgeglättet worden ist. Vier Jahre nach Inbetriebnahme zeigten sich an der Außenseite der freihängenden Trichter bedenkliche Zerstörungserscheinungen. Der Beton war an der untersten Spitze der Trichter weich geworden und fiel herab, auch das Eisen war angefressen und sehr rostig. Der Angriffspunkt für die Zerstörung war offenbar die nicht ganz dichte Anschlußstelle des Putzes an den eisernen Auslaufschieber. Das aus der feuchten Kohle kommende, salz- und schwefelsäurehaltige Wasser ist nach Durchwanderung der 10 m hohen Lagerung offenbar an dieser Stelle in den Beton eingedrungen und hat die Zerstörungserscheinungen hervorgerufen. Alle übrigen schrägen Bodenflächen, die einen wasserdichten Putz haben, sind nicht angegriffen worden, ein Beweis, daß die sauber geglättete dichte Putzfläche Widerstand zu leisten vermag. Wo Angriffe in so gefährlicher Weise auftreten können wie hier am unteren Trichterende, wird sicher ein Anstrich mit einer bituminösen Masse empfehlenswert sein. Außerdem ist auf guten Anschluß des eisernen Trichters an den Putz besonderer Wert zu legen.

Es war dies der einzige Fall von Zerstörungserscheinungen, der der Baufirma, die im übrigen eine große Anzahl von Kohlensilos und Kohlenwäschen mit breiigem Schlamm ausgeführt hat, vorgekommen ist. Bei allen diesen Ausführungen ist kein Angriff der Kohle auf Beton festgestellt worden. Die übrigen Fälle, die entsprechend der Rundfrage mit Äußerungen zu den Einzelheiten mitgeteilt worden sind, sind vom Beton-Verein zusammengefaßt worden. Die Zusammenstellung gibt Auskunft über 34 Beton- und Eisenbetonausführungen, meist Kohlensilos, aber auch Betonbeläge, die zur Aufbewahrung von Kohle aller Art dienen. Die Bauausführungen reichen bis in das Jahr 1905 zurück, und die Bauten sind vor Mitteilung des Befundes eigens zu diesem Zweck eingehend untersucht worden. Verschiedenste Kohlensorten werden in ihnen gelagert, der Schwefel- und Wassergehalt der Kohle ist wechselnd, ebenso die Lagerungsart in den Eisenbetonsilos. In einem einzigen Fall ist ein Schutzanstrich auf den von den Kohlen berührten Betonflächen vorhanden, bei einigen Bauten sind diese Flächen mit Zementputz versehen oder abgeglättet, bei anderen sind die Flächen schalungsrauh geblieben. Bei aller Verschiedenheit aber ist allen Bauwerken gemeinsam der Befund: Irgendwelche Zerstörungserscheinungen an den von der Kohle berührten Betonflächen sind nicht vorhanden.

Kies und Sand, der zur Betonbereitung benutzt werden soll, wird häufig in Eisenbahnwagen verfrachtet, die vorher mit Kohle beladen waren. Derart verunreinigter Kies wird zur Betonbereitung meist nicht zugelassen, da die Kohlenstückchen in Putzflächen u. dgl. leicht zu örtlichen Absprengungen u. dgl. führen können. Vielfach begegnete man jedoch auch der Ansicht, daß die Kohleteilchen im Beton Veränderungen erleiden und durch Treiben Risse erzeugen.

Durch eine Rundfrage wurde zunächst festgestellt, daß ein Unterschied zu machen ist zwischen Braunkohle und Steinkohle.

Braunkohlestückchen wirken nachteiliger auf den Beton als Steinkohlestückchen. Im Gegensatz zu Steinkohleteilchen haben sie schon in vereinzelten Fällen Treiberscheinungen mit Rißbildung im Innern von Betonkörpern hervorgerufen. Die Druckfestigkeit solcher Betonkörper mit Braunkohlestückchen im Innern war infolge der eingetretenen Zerklüftung weniger hoch. Auch zeigte ein Beton, der mit Abwässern angemacht war, die Braunkohle in sehr verteiltem Zustand enthielten, geringe Druckfestigkeit. Am meisten äußert sich die nachteilige Wirkung der Braunkohleteilchen an der Oberfläche von Betonkörpern, und zwar an glatten Flächen wie Fußböden, Putzflächen usw. mehr als an rauhen Flächen. In dieser Beziehung wirkt auch die Steinkohle, die nach den vorliegenden Mitteilungen im Innern von Betonkörpern zu Treiberscheinungen und Rißbildungen bis jetzt keine Veranlassung gegeben hat, ungünstig, wenn auch nicht in demselben Maße wie Braunkohle.

Die Kohle, die nicht weit hinter der Oberfläche sitzt, weicht auf, es bildet sich ein brauner Schlamm, der nach außen hin drückt und den darüber liegenden Zementmörtel unter Umständen zum Abplatzen bringt. Bei gewöhnlichen Putzflächen handelt es sich also in der Regel um Schönheitsfehler. Schlimmer ist die Sache bei wasserdichtem Putz, da durch die entstehenden Löcher die Wasserdichtigkeit verringert wird. Sind solche Zerstörungserscheinungen eingetreten, so kann man sich dadurch helfen, daß man die Kohlestückchen mit einem messerartigen Werkzeug herausbohrt und den Putz an den betreffenden Stellen erneuert. Jedenfalls ist es zweckmäßig, für wasserdichten Putz einen Sand zu verwenden, der frei von Kohlebeimengungen ist. W. P.

Elektrische Nietwärmöfen

haben sich in amerikanischen Eisenbauwerkstätten und Schiffswerften während des Krieges wegen ihrer Wirtschaftlichkeit eingeführt.

Die Nietwärmöfen der General Electric Co.[1]), welcher mit 5 kW für Nieten bis 13 mm ∅ und mit 15 kW für Nieten bis 15 mm ∅ ausgeführt wird, besteht aus einem eisernen Gestell, auf welchem ein Transformator aufgestellt ist. Der Strom des Sekundärkreises fließt durch Kupferstangen, senkrecht übereinanderstehende gerippte luftgekühlte Kupferblockelektroden und durch die zu heizenden Nieten. Die obere Elektrode wird durch eine Feder nach unten gepreßt, kann aber durch Fußhebeldruck gehoben werden, so daß das Niet zwischen die Blöcke geklemmt und infolge seines großen Widerstandes erhitzt wird. Der Ofen enthält zwei derartige Heizelemente. Ein Primärstromkreis-Anlasser ist zur Regelung der Stromstärken und Spannungen vorgesehen.

Ähnlich gebaut ist der Ofen der American Car and Foundry Co.[2]). Bei ihm sind ein bis sieben Heizelemente in einem Winkelrahmen vereinigt. Jedes Heizelement bildet den Sekundärstromkreis des Transformators und besteht aus Elektrodenblöcken, die durch einen lamellierten Kupferbügel miteinander verbunden sind. Die unteren Elektroden werden einzeln durch Federn bzw. Fußhebeldruck betätigt und pressen das Niet gegen die obere Elektrode. Zwischen den Heizstromkreisen liegen die Primärstromkreise, in ihrer Form den Heizkreisen angepaßt, also auf langgestreckten flachen Spulen. Der Hitze wegen sind beide Stromkreise durch Asbestplatten voneinander getrennt. Bei offenen Sekundärkreisen — also wenn kein Niet gewärmt wird — kann der an und für sich geringe Strom-

[1]) Pacific Marine Review Dezember 1919.
[2]) Engineering 28. Mai 1920.

verbrauch der Primärrollen gespart werden, da hierfür besondere Ausschalter vorgesehen sind. Im Primärstromkreis fließt Wechselstrom von 220—440 Volt und 60—25 Perioden, im Sekundärkreis beträgt die Stromstärke 1000—5000 Ampère bei 2 Volt Spanunng. Das Erhitzen eines Nietes dauert 20 bis 30 Sekunden.

Die elektrischen Nietöfen haben in dauerndem fünfjährigem Betriebe 20—70% Ersparnis im Vergleich mit Kohlenöfen ergeben, wobei alle Betriebs- und Anschaffungskosten usw. eingerechnet sind. Zum Wärmen von 1 kg Nieten sind bei beiden Apparaten unabhängig von der Nietgröße 0,45 kW-Stunden erforderlich. Neben der sparsamen Wärmeausnutzung besteht der Hauptvorteil der elektrischen Nietwärmung darin, daß die Nieten von innen heraus erwärmt werden, kein Abbrand stattfindet und kein Verbrennen eintreten kann, da das Niet während des Erhitzens für das Auge völlig frei liegt. Dadurch ergeben sich nach amerikanischer Schätzung 5—10% Nietenersparnis, eine Zahl, die sich mit dem auf deutschen Werften infolge Verbrennens usw. festgestellten Verlust deckt. Der Ofen braucht vor Arbeitsbeginn nicht in Gang gesetzt zu werden; der Kraftverbrauch wird in Arbeitspausen und bei Arbeitsschluß sofort unterbrochen. Weil jegliche Rauchentwicklung fortfällt, ist das Arbeiten mit elektrischen Nietöfen sehr reinlich. Co.

Über Eisenbetondruckleitungsrohre.

In der holländischen Zeitschrift „De Ingenieur" 1920 Nr. 26, wird über die Verwendung von Eisenbetonrohren zu Gas- und Wasserhochdruckleitungen berichtet. Es wird dabei auf die tadellos bewährten Ausführungen der Druckwasserleitung des Kraftwerkes zu Champ a. d. Iser, errichtet 1902, hingewiesen: Wasserdruck 30 m, Leitungslänge 2,1 km, lichte Weite 3,3 m, Wandstärke 0,20 m. Weiter wird die Druckwasserleitung zu Riouperoux herangezogen. Erbaut 1904, Wasserdruck 24 m, Durchmesser 3,3 m, Wandstärke 0,22 m, ferner die Leitung von Sosa bei Houxon in Spanien, die 1906 erbaut ist und 27 m Wasserdruckhöhe, rd. 1 km Länge, 3,8 m lichte Weite und 0,175 m Wandstärke aufweist. In Paris führe man Druckwasserleitungen durchweg aus Eisenbeton aus. 300 km derartiger Ausführungen lägen bereits daselbst vor.

Als Vorteile werden angeführt: Kostenersparnis, erwiesene geringere Bruchgefahr, leichte Ausbesserbarkeit an Leck- und Bruchstellen. Deshalb wird vom Verfasser Eisenbeton besonders für die Hauptleitungen provinzialer Trinkwasseranlagen empfohlen. Man kann derartige Leitungen entweder an Ort und Stelle herstellen, sei es mit Temperatur- oder Setzungsfugen, sei es ohne solche. Man kann aber auch fertige Rohre verlegen und in Muffen dichten.

Die Frage der Dichtheit sei leicht zu lösen. Man habe es nicht nötig, bei Leitungen mit sehr hohen Drucken Eisen zu verwenden. Sofern ein Zementputz als nicht aus eichend angesehen wird, benutze man dünne eiserne Auskleidungen oder einbetonierte Blechhäute. Man könne aber auch auf eine andere Weise dichte Rohrleitungen erhalten. Verfasser nimmt z. B. an, daß man einen Überdruck von 5 at bei Beton für zulässig halten könne. Wenn dann ein Überdruck von 10 at vorliege, könne man ein doppelwandiges Rohr verwenden, dessen Durchflußquerschnitt aus einer inneren Kreisfläche und einem Kreisringe bestände. Im inneren Rohre herrscht der volle Druck von 10 at, im konzentrischen Kreisringe ein Druck von 5,0 at Dann sei der Überdruck bei beiden Eisenbetonrohren nur 5 at, er würde also nicht das als zulässig angenommene Maß übersteigen.

Eine Kostenberechnung, wie sie der holländische Verfasser aufstellt, sei hier angefügt, ohne damit sie als richtig und für deutsche Verhältnisse geltend hinstellen zu wollen.

Auf Grund der Einheitspreise von 50 Gulden/cbm Beton, 0,35 Gulden/kg Eisen, 0,50 Gulden/qm Dichtung werden folgende Preise für das lfd m Rohr angegeben:

bei Dm. von	475	400	350	275	mm
Eisenbeton	15,75	12,75	11,10	7,08	Gulden
Gußeisen	40	30	25	15	„
Flußeisen	25	18,50	15,50	9,50	„

Hierbei sind für die eisernen Rohre die in Holland üblichen Wandstärken angenommen worden, während für die Eisenbetonrohre eine Belastung wie folgt angenommen ist: Raumgewicht des Bodens sehr hoch 2,0 t/m³, eine parabolische Zunahme des Erddruckes bis zu 5 m Tiefe, Verkehrslast von 5 t/m² über dem Rohre, Annahme der ungünstigsten Tiefe (1,0 m) 4 at Überdruck im Innern. Als zulässige Spannungen sind angenommen worden 1200 kg/qcm für das Eisen (σ_{e_z}) und 40 kg/cm² für das Beton (σ_{b_d}).

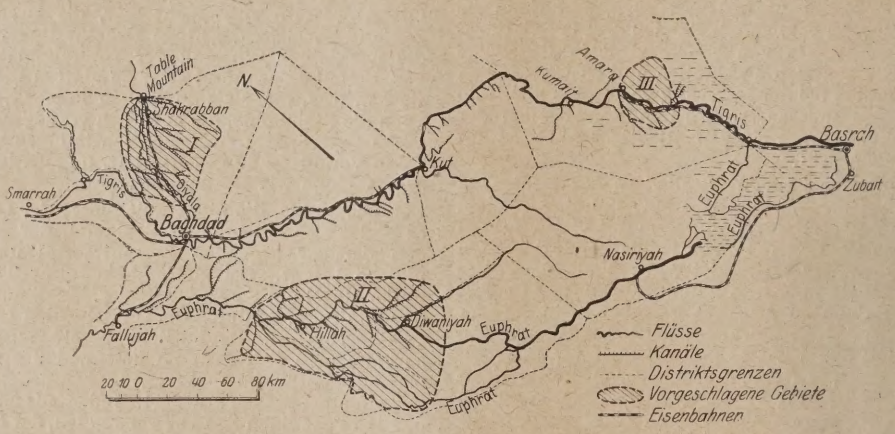
Der Verfasser, Ing. J. B. Wiebenger, hat die Ausführung von Versuchen mit Proberohren veranlaßt, über deren Erfolge später berichtet werden soll. Zur Beurteilung des Sachverhaltes können die von Emperger in Beton und Eisen 1910, Heft 9 und 10 veröffentlichten Versuche mit seitlich gedrückten Röhren herangezogen werden.

Dr.-Ing. W. Kunze.

Bewässerungspläne für Mesopotamien.

Der Inspektor der Landbewässerung in Ägypten A. B. Buckley hat 1918/1919 im Auftrage der britischen Regierung Mesopotamien zwischen Basrah und Mosul bereist, um Vorschläge für eine geregelte Bewässerung dieses Gebietes zu machen. Aus seinem, allerdings vorwiegend wirtschaftlichen Bericht sei nach The Engineer vom 6. 2. 1920 folgendes herausgegriffen:

Nach ägyptischem Maßstabe gemessen, sieht er das Land in etwa 50 Jahren wirtschaftlich selbständig, wenn 3 Bedingungen erfüllt werden: sofortige Bereitstellung der Baugelder, Herbeiziehung und Ansiedlung der jetzt fehlenden ländlichen Arbeitskräfte, Verbesserung der zurzeit dort noch gebräuchlichen Arbeitsmethoden. Nachdem er dann die bisher übliche Meinung von einer geregelten jährlichen Bewässerung Mesopotamiens in früherer Zeit widerlegt hat, schlägt er in weiten Ausführungen die fofortige Erbauung von großzügigen Bewässerungsanlagen mit Stauwerken und die Anlernung der Bevölkerung für systematischen Anbau von Baumwolle vor. Anbauversuche der obersten landwirtschaftlichen Behörde haben günstige Ergebnisse gezeitigt. Die notwendige Vermehrung der Bevölkerung will Buckley durch Einwanderung aus Kurdistan und Persien schaffen. Zur weiteren Bearbeitung und Verwaltung teilt er das Tigrisgebiet in 6 und das Euphratgebiet in 7 Bezirke (vgl. Karte). Die Oberbeamten sollen Engländer, die Unterbeamten besonders angelernte Araber sein.



Für den sofort in Angriff zu nehmenden Ausbau werden dann die schraffierten Gebiete empfohlen, weil sie sehr guten Boden haben, besonders günstig für die Bewässerung sind, schon vielfach Kanäle besitzen und im ganzen zunächst die geringsten Meliorationsarbeiten erfordern werden.

Im Gebiet des Diyala (I) kommen etwa 3000 qkm in Betracht. Dort ist es bis heutigen Tages üblich, leichte Staudämme aus Strauchwerk in den Fluß zu bauen und das Wasser direkt in die Kanäle zu stauen. An ihre Stelle sollen feste Wehre treten, die nicht so durch Hochfluten gefährdet sind wie die jetzigen.

Das zweite, größte Gebiet, am Euphrat (II) umfaßt rund 8000 qkm Bis etwa 1870 war der östliche Arm der Hauptarm des Stromes, versandet aber seitdem mehr und mehr. Deshalb empfiehlt es sich am meisten (auch nach Ansicht der dortigen Schiffahrtsbehörde), den Strom auf den westlichsten Arm zu verweisen und die beiden anderen nur in dem für die Bewässerung nötigen Maße frei zu halten. Eine durchgreifende Neugestaltung der Bewässerung dieses Gebietes würde trotz der schon zahlreich vorhandenen, aber wenig systematisch angelegten einfachen Kanäle doch nicht unbeträchtlichen Aufwand erfordern.

Das dritte größere Gebiet, mit etwa 1000 qkm Fläche (III), liegt bei Amara. Obwohl der Boden hier nicht ganz so gut ist wie in den beiden anderen, würde sich eine geregelte Bewässerung dennoch lohnen.

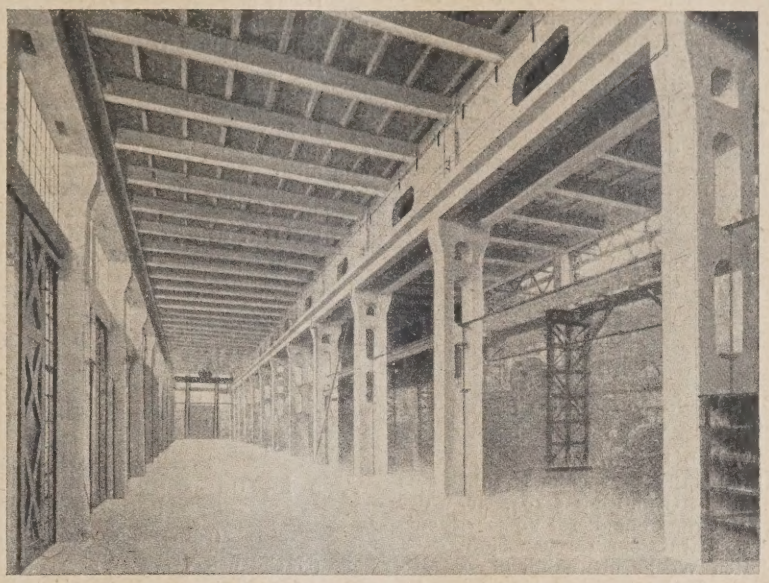
Die Kosten veranschlagt Buckley auf 2500 £ für 1 qkm (nach heutigem Geldstande 450 000 Mark) oder auf insgesamt 30 Mill. £ (5½ Milliarden Mark), die auf etwa 50 Jahre verteilt werden sollen, in welchem Zeitraume es möglich sein würde, die fehlende Bevölkerung zu ergänzen und mit den neuen Arbeitsmethoden hinreichend vertraut und verwachsen zu machen.

Man darf immerhin einige Zweifel hegen, ob die einheimische Araberbevölkerung einer intensiveren Landarbeit nach ägyptischem Muster in dem erhofften Maße wird zugänglich sein. Gläsel.

Bau einer Eisenbetonhalle aus fertigen Gliedern.

In The Engineer vom 28. V. 1920 findet sich ein in seiner Eigenart auch für den deutschen Ingenieur beachtenswerter Eisenbetonhallenbau, der zu Wirton Works errichtet worden ist. Weniger sind es die immerhin ganz ansehnlichen Abmessungen von 137 m Länge, 22 m Breite und 12,6 m Höhe als die bauliche Ausbildung, die eine Erwähnung

verdienen. Gegenwärtig ist das Gebäude nur eingeschossig. Die Decke ist aber so kräftig ausgebildet, daß sie auch als Geschoßdecke benutzt werden kann, falls ein weiteres Stockwerk aufgesetzt werden sollte. Die Halle ist zweischiffig, in der Mitte sowie an den Seiten stehen Säulen im Abstande von rd. 8,0 m. Über diesen verlaufen Längsbalken und Kranschienenträger für die 25 t-Laufkrane, deren in jedem Schiffe einer läuft. Besonders ansprechend ist die Form der Mittelsäulen, die im unteren Drittel einen vollen Rechtecksquerschnitt von 137 × 61 cm² aufweisen, im oberen Teile jedoch — aus Sparsamkeitsgründen und sehr zum Vorteile für das Aussehen durchbrochen sind. Die oberste, kleine Öffnung bietet einer Welle und deren Lagern Raum. Am oberen Ende lädt die Säule noch nach beiden Seiten aus, um die Kranbahnträger aufzunehmen. Zwischen diesen hindurch setzt sie sich mit 61 × 61 cm² Querschnitt fort und nimmt schließlich oben einen ebenfalls mit Aussparungen versehenen hohen Längsbalken auf. Für die Befestigung von Lagerböcken usw. sind in den Säulen im voraus Durchbohrungen angeordnet.



Die Kranschienen sind durch hölzerne Klötze von 25 × 10 cm² Grundfläche mittelbar auf den Eisenbetonträgern aufgelagert. In diesen letzteren sind für die Lagerung der Kraft- und Lichtkabel Rinnen hergestellt, und zwar gleich bei der Betonierung an Ort und Stelle. Die Fertigstellung des betonierten Kanals ist ohne Kernverwendung erfolgt.

Die Decke ist aus fertigen Teilen zusammengesetzt, die auf dem Boden in Formen nacheinander hergestellt worden sind. Wegen der ziemlich großen Höhe der Halle hätte man beim Betonieren an Ort und Stelle sehr viel Rüstung benötigt.

Die drei großen Längsträger (an den Seiten und in der Mitte) sind selbstverständlich an Ort und Stelle hergestellt worden, ihre Schalung ist auf die Kranbahnträger abgestützt worden. Sowie sie erhärtet waren, hat man die Kranbahnen hergestellt und die Kräne in Betrieb genommen.

Die weitere Aufteilung des Daches erfolgt durch Querträger, die vorher gefertigt, 55 cm hoch und 30 cm breit, in etwa 2,70 m Abstand liegen. Die Dachhaut wird durch ebenfalls vorher angefertigte Dielen gebildet, die ringsum laufend mit einer Rippe versehen sind, so daß eine Art Kassette entsteht. Die Länge der Dielen ist 2,46 m, die Breite 1,22 m, die Plattendicke 6,25 cm, während die umlaufende Rippe 22,5 cm hoch ist. Diese fertig von Querträger zu Querträger verlegten Dielenkörper bilden mit ihren längsseitigen Rippen Längs-träger zweiter Ordnung in dem Dache, mit den schmalseitigen Rippen sind sie so auf den Querträgern gelagert, daß zwischen den Stegen ein Hohlraum von etwa 20 × 23 cm verbleibt. Dieser wird nachträglich ausbetoniert, so daß eine Höhenvergrößerung des Querträgers ohne Schalungsaufwand entsteht. In diesen Hohlraum wurden vor dem Betonieren noch Bewehrungseisen eingelegt. Es erscheint sehr fraglich, ob bei einer vollen Belastung, der die so geschaffene Trägerhöhe entsprechen soll, ein Zusammenarbeiten der fertigen Trägerteile mit den oberen aufbetonierten Schichten gesichert ist. Der englische Bericht spricht von einer guten Bewährung des Bauwerkes. Doch ist dabei zu beachten, daß die für später in Aussicht genommene Belastung der Decke vorläufig noch nicht zur Wirkung gekommen ist.

Dr.-Ing. W. Kunze.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

VEREINSNACHRICHTEN USW.

Mitgliederversammlung der deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen

am 21. September 1920 im Hause des Vereins deutscher Ingenieure, Berlin NW. 7, Sommerstr. 4a.

Tagesordnung.

9.30 Uhr vormittags: Wissenschaftliche Verhandlungen.
Eröffnung durch den Vorsitzenden.
Vorträge: Geh. Oberbaurat Schmick, München: „Die Wasserkräfte und ihr wirtschaftlicher Wert."
Prof. Petersen, Danzig: „Verkehrsfragen bei Stadterweiterungen."
4 Uhr nachmittags: Geschäftliche Verhandlungen.
Wahl des endgültigen Vorstandes.
Wahl von zwei Rechnungsprüfern und deren Stellvertretern für 1920.
Zusammensetzung des wissenschaftlichen Beirates und Einsetzung von Arbeitsausschüssen.
Festsetzung des Mitgliederbeitrages.

Herabsetzung der Zementpreise.

Unmittelbar anschließend an die Verfügung des Reichswirtschaftsministeriums vom 27. Juli, wonach die Zwangsbewirtschaftung von Zement vorläufig aufgehoben wurde und Freigabescheine nicht mehr erforderlich sind, ist jetzt eine Ermäßigung der seit einer Reihe von Jahren andauernd und stark nach oben gehenden Preise erfolgt. Es wurde der Höchstpreis beim Bezug von Waggonladungen von 4061 M auf 3400 M ermäßigt mit Rückwirkung ab 1. August und gültig bis mindestens Ende Oktober d. J. Mit dieser Preissenkung, die 661 M oder 15vH. beträgt, will die Zementindustrie dazu beitragen, eine Belebung der Bautätigkeit herbeizuführen. Für Lieferungen an den Staat beträgt der Neupreis nunmehr 3330 M für je 10 Tonnen gegen 3991 M bisher, alles einschl. Umsatzsteuer. In welcher Weise in den letzten Jahren die Zementpreise sich entwickelten, ergibt sich aus der untenstehenden Tabelle. Die Preiserhöhung setzte ein, als am 1. Januar 1917 die Zwangsbewirtschaftung begann und von da an die Regulierung der Preise durch den Reichskommissar zu erfolgen hatte. Zuletzt war am 1. März d. J. eine Erhöhung um nicht weniger als 1625 M pro 10 t in Kraft gesetzt worden, nachdem erst am 1. Februar d. J. eine solche um 510 M beschlossen worden war. Die jetzt eingetretene Ermäßigung bleibt also hinter der gerade zuletzt erfolgten Steigerung noch wesentlich zurück. Auch nach der Preissenkung ist der Zementpreis noch verhältnismäßig recht hoch. Bemerkt sei vergleichsweise, daß er sich bei Ausbruch des Krieges auf nur 350 M gestellt hatte. Die Aufhebung der Zwangsbewirtschaftung bezieht sich im übrigen auch auf Kalk und Ziegel.

Preiserhöhung (pro 10 t ab Werk)

1. 1. 1917 90	1. 4. 1919 150	1. 12. 1919 59
1. 7. 1917 180	1. 5. 1919 150	1. 1. 1920 122
1. 10. 1917 85	1. 8. 1919 430	1. 2. 1920 510
1. 10. 1918 70	1. 10. 1919 68	1. 3. 1920 1920

Preisermäßigung
1. 8. 1920 661

Jetzt-Preis: Staat: 3330 M. Private: 3400 M.
(Frankf. Ztg.)

Die erhöhte Roheisen- und Stahlerzeugung Englands.

erreichte im Mai die höchste Ziffer seit Waffenstillstand. Die Roheisenerzeugung betrug nämlich (in 1000 tons):

die Stahlerzeugung:

Januar	Februar	März	April	Mai
665	645	699	671	738

die Stahlerzeugung:

754	798	840	793	848

Insgesamt wurden in den ersten fünf Monaten 1920 an Roheisen 3 418 000 t gegen 3 296 000 t 1919 und an Stahl 4 033 000 t gegen 3 633 000 t 1919 erzeugt.

Preise für Brückenbaueisen in England.

In einer Zusammenstellung über Typen für Eisenbahnbrückenüberbauten werden die Preise im April 1920 gegenüber den entsprechenden, für 1914 ermittelten mit 180 vH angesetzt. („The Engineer", 16. 4. 1920.)

2. ordentliche Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft.

Die Hafenbautechnische Gesellschaft wird ihre 2. ordentliche Hauptversammlung am 23. und 24. September in Hamburg abhalten. Am ersten Tag finden die geschäftlichen Verhandlungen und Vorträge im Patriotischen Gebäude statt. Vorträge haben übernommen: Herr Geheimrat Dr. W. Cuno, Generaldirektor der Hamburg-Amerika-Linie: „Der Eintritt der Vereinigten Staaten in die Seeschiffahrt"; Herr Geheimrat Professor F. W. Otto Schulze, Danzig: „Der Danziger Hafen"; Herr Regierungsbaumeister a. D. Bock, Köln: „Die Hafenneubaupläne der Stadt Köln" und Herr Professor Weihe, Charlottenburg: „Leistung und Wirtschaftlichkeit maschineller Fördermittel in Häfen".

Für den 24. September ist eine Rundfahrt im Hamburger und Altonaer Hafen sowie eine Besichtigung der Anlagen der Deutschen Werft und ihrer Neubauten vorgesehen.

Am Sonnabend, den 25. September wird Gelegenheit geboten werden, den Neuen Hafen und die Erweiterungsbauten des Fischerhafens in Cuxhaven zu besuchen.

Interessenten erhalten Auskünfte von der Geschäftsstelle der Gesellschaft, Hamburg 14 (Freihafen), Dalmannstraße 1.

Bekanntmachung, betr. Freigabe von Baustoffen.

Der Herr Minister für Volkswohlfahrt hat mit sofortiger Wirkung das bisherige Freigabeverfahren für alle Arten von Baustoffen in vollem Umfange bis auf weiteres aufgehoben. Danach unterbleibt von jetzt an sowohl die Vorprüfung durch die unteren Verwaltungsbehörden wie die Nachprüfung des Baustoffbedarfs durch die Baustoffbeschaffungsstellen, da Anträge auf Baustoffzuweisung nicht mehr erforderlich sind.

Nicht berührt wird durch die Aufhebung des Freigabeverfahrens das bisherige Verfahren betreffend Vorprüfung der Dringlichkeit, Notwendigkeit und Wirtschaftlichkeit des Bauvorhabens vor Erteilung der Baugenehmigung. Den Anträgen auf Erteilung von Baugenehmigungen ist daher stets eine überschlägliche Berechnung der erforderlichen Baustoffe beizufügen.

Die vom Oberpräsidenten von Berlin erlassenen Bekanntmachungen über das Verbot der Verwendung von bewirtschafteten und nicht freigegebenen Baustoffen usw. und über die Freigabe von bewirtschafteten Baustoffen vom 1. April 1920 sind mit sofortiger Wirkung aufgehoben worden.

Berlin, den 7. August 1920.

Städtische Baupolizei.
Feigell.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Wann endet der Anspruch des Unfallverletzten gegen die Krankenkasse auf Gewährung von Krankengeld?

(Reichsversich.-Amt, II a K. 128/19.)

(Nachdruck verboten.) Ein Unfallverletzter war im Krankenhaus untergebracht und erhielt außerdem auf Grund des § 194, Nr. 2 der Reichsversicherungsordnung bzw. auf Grund der dieser Vorschrift entsprechenden Bestimmung des Kassenstatuts ein Taschengeld.

Mit dem Beginn der vierzehnten Woche übernahm die Berufsgenossenschaft die Fürsorge für den Verletzten und beließ ihn im Krankenhause, gleichzeitig stellte auch die Krankenkasse die Zahlung des Taschengeldes ein.

Der Unfallverletzte bzw. seine Erben beanspruchten nun Weiterzahlung des Taschengeldes bis zum Ablauf der 26. Woche nach dem Unfall, weil der Verletzte nach der Übernahme der Fürsorge durch die Berufsgenossenschaft den Anspruch auf die Leistungen der Krankenkasse behalte, soweit sie höher seien als die der Berufsgenossenschaft und die letztere zur Zahlung einer dem Taschengeld entsprechenden Unterstützung nicht verpflichtet sei.

Das Reichsversicherungsamt war der Meinung, daß dieser Anspruch nicht begründet sei. Der Anspruch auf Zahlung eines sogenannten Taschengeldes habe zur Voraussetzung, daß die Krankenhauspflege, neben der das Taschengeld zu zahlen ist, von der Kasse selbst gewährt wird. Wie eine Vergleichung von § 194, Nr. 2 mit § 186 der Reichsversicherungsordnung ergibt, werden Taschengeld und Hausgeld in der gleichen Weise gewährt: beides ist neben der Krankenhauspflege zu zahlen. Das bedeutet, daß ein Anspruch darauf nur besteht, wenn die Kasse selbst dem Versicherten die Krankenhauspflege gewährt. Dies ist für das Hausgeld bereits in einer früheren Entscheidung des Reichsversicherungsamtes grundsätzlich ausgesprochen. Für das Taschengeld muß der gleiche Grundsatz gelten. Die Gewährung von Krankenhauspflege durch die Kasse hört aber auf, wenn die Pflege von einer anderen Seite übernommen wird. Das ist hier der Fall. Mit dem Ablauf der dreizehnten Woche stellte die Beklagte ihre Leistungen ein, von diesem Zeitpunkte ab wurde nicht mehr von ihr, sondern von der Berufsgenossenschaft die Krankenhauspflege gewährt. Damit fiel auch der Anspruch auf das Taschengeld gegen die Krankenkasse fort. rd.

Was ist unter der Klausel „Lieferungsmöglichkeit vorbehalten" zu verstehen?

(Hanseat. Oberlandesger. Bf. VI. 297/19.)

(Nachdruck verboten.) Kläger hatte bei dem Beklagten Waren bestellt, die in dem Katalog des letzteren angepriesen waren, und der Beklagte hatte der Bestätigung des Auftrages die Bedingung „Lieferungsmöglichkeit vorbehalten" vorsichtigerweise hinzugefügt.

Der Beklagte lieferte nicht und der Besteller klagte, und erhielt recht.

Es handelt sich hier nicht, so entschied das Hanseatische Oberlandesgericht, um Erzeugnisse einer bestimmten Fabrik; der Beklagte war daher in der Lage, sich die bestellte Ware von irgendwoher zu beschaffen. Der Beklagte macht nun geltend, er habe die Ware von elf Fabriken nicht erhalten können; indessen geht hieraus noch keineswegs die Unmöglichkeit hervor, Ware gleicher Art von anderen Fabriken zu beschaffen. Auch mit dem weiteren Einwand, die fragliche Ware sei vom Herbst 1918 überhaupt nicht mehr hergestellt worden, kann der Beklagte nicht durchdringen, denn es ist zu berücksichtigen, daß der Kläger im Herbst 1917 seine Bestellung aufgegeben hat, daß der Beklagte also anscheinend ein Jahr lang die Möglichkeit hatte, sich die Ware zu verschaffen. Der Beklagte bestreitet auch nicht, daß er während des Jahres vom Besteller wiederholt gemahnt wurde; es ist daher nicht einzusehen, warum er nicht während dieser Zeit sich bemühte, die Ware zu bekommen.

Schließlich ist auch zu erwägen, daß der Beklagte beim Abschlusse des Vertrages die Beschaffungsschwierigkeiten hätte ins Auge fassen müssen, daß er anscheinend aber nicht daran gedacht hat, sich die erforderlichen Bezugsmöglichkeiten zu sichern. Diese Unterlassung machte die spätere Unmöglichkeit, zu liefern — wenn man eine solche annehmen wollte — zu einer von ihm verschuldeten. rd.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft Nr. 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 24. VI. 1920.

Kl. 5 c, Gr. 4. G 46 995. Carl Gascard, Saarbrücken, Roonstr. 20. Nachgiebiger Grubenstempel aus zwei gegeneinander verschiebbaren U-Eisen. 5. VIII. 18.

Kl. 5 d, Gr. 9. W 55 140. W. Weber & Co., Gesellschaft für Bergbau, Industrie und Bahnbau, Wiesbaden. Spülversatzrohr-Formstück. 3. V. 20.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 67 545. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12 und Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf bei Berlin. Gleisrückmaschine; Zusatz zur Anmeldung K 63 266. 16. XI. 18.

Kl. 35 d, Gr. 9. D 36 493. Deutsch-Luxemburgische Bergwerk- und Hütten-Akt.-Ges. und Max Angermann, Dortmund. Hebevorrichtung zum Einbau von Trägern u. dgl. unter Decken. 30. IX. 19.

Kl. 37 f, Gr. 1. K 68 648. Georg Künzler, Kreßbronn am Bodensee. Bootshaus. 10. IV. 19.

Kl. 37 f, Gr. 3. D 34 709. Friedrich Deutelin, Berlin-Halensee, Paulsborner Str. 87. Fördereinrichtung für Erdbehälter zur Lagerung feuergefährlicher Flüssigkeiten. 8. VII. 18.

Kl. 42 a, Gr. 14. Sch 51 596. Dipl.-Ing. Carl Schwarz, Charlottenburg, Grolmannstr. 36. Zeichenmaschine. 4. VII. 17.

Kl. 42 a, Gr. 14. Sch 55 287. Dipl.-Ing. Carl Schwarz, Charlottenburg, Grolmannstr. 36. Zeichenmaschine; Zusatz zur Anmeldung Sch 41 596. 15. III. 19.

Kl. 80 b, Gr. 4. V 14 730. Dr. Eugène Gabriel Villejean, Paris; Vertreter: Patentanwalt H. Heimann, Berlin SW 61. Verfahren und Einrichtung zur schnellen Herstellung von Bauelementen u. dgl. aus Magnesia, Magnesiumchlorid und Füllstoffen, wie Sägespänen u. dgl. 14. V. 19. Französische Priorität vom 2. V. 18 und 11. IV. 19.

Kl. 80 b, Gr. 6. W 52 964. Georg Weber, Stuttgart, Bismarckstr. 41. Verfahren zur Herstellung eines Gipsputzmörtels. 14. VII. 19.

Kl. 80 d, Gr. 1. St 31 079. Alfred Stapf, Berlin, Lützowstr. 62 und Hans Hundrieser, Berlin-Halensee, Joachim-Friedrich-Str. 27. Bohrervorschub für Gesteinsbohrer; Zusatz zum Patent 310 206. 16. III. 18.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 66 697. Heinrich Müller, Siegen, Westfalen. Sicherung für mit Ringnuten versehenen Baggerkettenbolzen. 4. IV. 19.

Kl. 85 d, Gr. 1. Sch 50 991. Richard Scholz, Borsigwalde bei Berlin. Verfahren zum Ausspülen der das Sieb eines Bohrbrunnens umgebenden Kiesschicht. 23. I. 17.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 28. VI. 1920.

Kl. 19 a, Gr. 3. G 47 686. Georgs-Marien-Bergwerks- und Hüttenverein, Akt.-Ges., Osnabrück. Eisenquerschwelle mit herausgepreßten Querrippen. 1. XII. 19.

Kl. 20 h, Gr. 4. G 49 467. Theodor Gämlich, Düsseldorf, Grunerstr. 100. Schwenkbarer Gleisschuh für Fahrzeuge. 27. X. 19.

Kl. 20 i, Gr. 11. S 52 099. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Elektromagnetische Weichenverriegelung. 29. I. 20.

Kl. 20 i, Gr. 13. S 50 868. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Überwachungseinrichtung für Wegeschranken. 20. VIII. 19.

Kl. 20 i, Gr. 35. Sch 58 047. Adolf Schulz und Hans Augstin, Ülzen, Hann. Elektro-automatische Bremsvorrichtung für Lokomotiven. 15. IV. 20.

Kl. 20 i, Gr. 39. G 50 859. Pierre Marie Etienne Ernest Guignot, Paris; Vertreter: Patentanwälte C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner und Dr.-Ing. G. Breitung, Berlin SW 61. Vorrichtung zum hörbaren Anzeigen der Stellung von Eisenbahnsignalen. 4. V. 20. Französische Priorität vom 26. XII. 17.

Kl. 37 d, Gr. 39. G 49 303. Richard Gossow, Charlottenburg, Windscheidstr. 18. Decken- und Wandschutzgitter aus geraden und wellenförmigen durchlaufenden Stäben. 8. X. 19.

Kl. 59 a, Gr. 9. F 46 595. Fa. Carl Francke, Bremen. Fernschaltvorrichtung für selbsttätig arbeitende Pumpwerke mit Hochbehälter; Zusatz zur Anmeldung F 45 242. 9. IV. 20.

Kl. 65 a, Gr. 3. T 23 675. Dr.-Ing. Wilhelm Teubert, Minden i. W. Betonschiff mit glattem, gegebenenfalls durch Stahlhaut geschütztem Laderaum ohne Verschalung. 20. II. 20.

Kl. 80 a, Gr. 52. Sch 54 972. C. Schroeder, Bad Harzburg. Vorrichtung zur Herstellung trockenen, granulierten Schlackensandes mittels feuerflüssiger Hochofenschlacke. 15. IV. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 28. VI. 20.

Kl. 5 b, Gr. 14. 325 633. Kaspar Auer, Höhr, Emser Str. 6. Vorschubregelung für drehend wirkende Gesteinsbohrmaschinen. 7. VIII. 19. A 32 117.

Kl. 5 c, Gr. 4. 325 709. Heinrich Freise, Bochum, Dorstener Str. 228. Kegelförmiger Oberteil eines nachgiebigen eisernen Grubenstempels mit rohrförmigem Unterteil. 23. V. 19. F 44 635.

Kl. 19 c, Gr. 2. 325 721. Simmler & Venator, Offenburg, Baden. Verankerung des Eisenbetonbelags für Fußsteige mit dem Untergrund. 2. XI. 18. S 49 177.

Kl. 20 h, Gr. 7. 325 481. Felix Richard Frey, Magdeburg, Körnerplatz 6. Verschiebevorrichtung für Eisenbahnwagen. 22. VIII. 19. F 45 140.

Kl. 20 h, Gr. 7. 325 643. J. Pohlig, Akt.-Ges., Köln-Zollstock und Wilhelm Bischoff, Vochem bei Köln. Führungseinrichtung für Eisenbahnwagen an Ablaufbergen. 5. XI. 18. P 37 200.

Kl. 20 h, Gr. 10. 325 482. Albert Roth, Chernex s. Montreux, Schweiz; Vertreter: Patentanwälte Dr. Döllner, Seiler und Maemecke, Berlin SW 61. Spurkranzschmierapparat für Eisenbahnfahrzeuge. 24. XI. 18. R 46 812. Schweizer Priorität vom 15. IV. 18.

Kl 20 i, Gr. 9. 325 573. Maschinenbau-Akt.-Ges. vorm. Beck & Henkel, Cassel. Weiche für eine aus Rohren bestehende Rutsch- oder Fahrbahn für Schlachthäuser u. dgl. 22. XI. 19. M 67 506.

Kl. 20 i, Gr. 33. 325 483. Louis Strauch, Maschinenfabrik, Limbach, Sa. Vorrichtung zum Auslösen eines Gefahrsignals an Lokomotiven. 20. IV. 19. St 31 903.

Kl. 20 i, Gr. 33. 325 484. Klemens Wagner, Abburg bei Straubing, N.-Bayern. Alarmvorrichtung. 28. XI. 19. W 53 482.

Kl. 20 i, Gr. 33. 325 725. Emil Stratmann, Limburg, Lahn. Sicherungseinrichtung gegen das Überfahren von Haltsignalen auf Eisenbahnen. 22. VII. 19. St 32 186.

Kl. 20 i, Gr. 33. 325 801. Theodor Haßler, Untergraben H. 320 und Hermann Mayr, Schießgrabenstr. 16, Augsburg. Sicherungsvorrichtung für Eisenbahnbetrieb. 27. V. 19. H 77 217.

Kl. 20 i, Gr. 35. 325 485. James Bernard Regan, New York, V. St. A.; Vertreter: Patentanwalt R. H. Korn, Berlin SW 11. Auflaufschuh für automatische Zugkontrollsysteme. 16. XII. 19. R 49 049.

Kl. 20 i, Gr. 38. 325 486. Westinghouse Electric Company, Limited, London; Vertreter: Patentanwälte H. Springmann und E. Herse, Berlin SW 61. Elektrische Bahnanlage, bei der Wechselströme verschiedener Frequenz über die Fahrschienen zwecks Beeinflussung elektrischer Signale benutzt werden. 3. I. 17. W 48 787.

Kl. 20 i, Gr. 41. 325 487. Anton Winge, Stuttgart SK 19, Schönblick. Einrichtung zum Registrieren der Stellung der Streckensignale. 20. V. 19. W 52 639.

Kl. 20 k, Gr. 9. 325 488. Gustav Dümpelmann, Düsseldorf-Oberkassel, Dominikanerstr. 16. Eisenarmierter Isolator, insbesondere für Grubenbahnen und Elektrohängebahnen. 30. VIII. 18. D 34 895.

Kl. 35 b, Gr. 1. 325 812. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Essen (Ruhr). Fahrbarer Bockkran. 18. I. 16. K 61 674.

Kl. 37 b, Gr. 5. 325 508. Metallwarenfabrik Rhenus, G. m. b. H., Köln a. Rh. Verfahren zur unsichtbaren Befestigung von innen genuteten Metallteilen am Mauerwerk mittels aus Bandeisen zu einer Schleife gebogener Dübel mit hakenförmigen Schenkelenden. 27. VII. 18. M 66 290.

Kl. 37 d, Gr. 8. 325 654. Ernst Müller, Düsseldorf und Konrad Meister, Essen (Ruhr). Fenster. 7. X. 16. M 60 340.

Kl. 37 d, Gr. 17. 325 655. Martin Kruschwitz, Auerbach, Vogtl. Eisenbewehrter Mauerstein für die Fensternische. 2. III. 18. K 65 708.

Kl. 37 d, Gr. 18. 325 813. Klaus Erler, Sahrensdorf a. Fehmarn, Holst. Tür aus zwei hintereinander liegenden Flügeln. 9. IV. 14. E 20 285.

Kl. 37 d, Gr. 28. 325 656. Paul Schnackherz, Köln-Hohnberg. Rolladensicherung. 27. VI. 19. Sch 55 530.

Kl. 38 h, Gr. 2, 325 543. Deutsche Erdöl-Akt.-Ges., Berlin und Dipl.-Ing. Fritz Seidenschnur, Charlottenburg, Suarezstr. 30. Verfahren zum Konservieren von Holz. 9. VIII. 17. D 33626.

Kl. 42 b, Gr. 21. 325 738. Adolf Marschall, Kattowitz, O.-S., Grundmannstr. 5. Winkelmeßgerät. 24. VIII. 19. M 66 578.

Kl. 80 b, Gr. 1. 325 613. Dr. Hugo Stolzenberg, Berlin-Wilmersdorf, Koblenzer Str. 1. Verfahren zur Herstellung von Rauhsand für gewerbliche Zwecke. 1. VII. 19. St 32 137.

Kl. 80 b, Gr. 1. 325 777. Dipl.-Ing. Max Künkele, Berlin, Lutherstraße 9. Verfahren zur Herstellung künstlicher wetterfester Bauwerke und Bausteine. 26. IX. 19. K 70 372.

Kl. 80 b, Gr. 16. 325 778. Curt Gallaus, Danzig-Langfuhr; Vertreter: Waldemar Jurkat, Königsberg, Pr., Steindamm 132/133. Verfahren zur Herstellung von Dachdeckungs- und Wandbekleidungsplatten aus Faserstoffen und hydraulischen Bindemitteln. 1. X. 18. G 47 208.

Kl. 80 b, Gr. 16. 325 779. Dr.-Ing. Oscar Smreker, Luzern, Schweiz; Vertreter: Patentanwalt F. A. Hoppen, Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung von Gegenständen aus Kiesbeton mit eingelegten, bearbeitungsfähigen Stellen aus Asbestzementbeton. 30. III. 19. S 49 947.

Kl. 80 b, Gr. 25. 325 790. Chemisch-analytisches Laboratorium Ing. Schick und Ing. Dr. Horák, Prag; Vertreter: Patentanwälte H. Nähler, Dipl.-Ing. F. Seemann und Dipl.-Ing. E. Vorwerk, Berlin SW 11. Verfahren zur Herabsetzung der Fließtemperatur von Asphalten und Asphaltiten. 7. VII. 18. C 27 473.

Kl. 84 a, Gr. 3. 325 699. Karl Puchner, Bruck a. M. und Richard Hofbauer, Graz; Vertreter: Patentanwälte O. Siedentopf und Dipl.-Ing. W. Fritze, Berlin SW 68. Vorrichtung zur Verhinderung von Kolkbildungen an Wehren mit Abschußboden. 6. III. 18. P 36 516. Österreichische Priorität vom 22. VII. 14.

Kl. 84 c, Gr. 3. 325 700. Alfred Blondel, Tournai; Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. Dr. Landenberger, Berlin SW 61. Gründung von Gebäuden in wasserhaltigem Boden. 15. II. 13. B 70 653.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Dr. sc. techn. Ernst Wiesmann, Künstliche Lüftung im Stollen- und Tunnelbau sowie von Tunnels im Betrieb. 184 S. in Lex.-8° mit 60 Abbildungen im Text und 8 Figurentafeln. 1919, Zürich, Rascher & Co. Broschiert 19 Fr.

Das Buch bringt zusammenfassend auf der Grundlage der Aerodynamik und Hydraulik, soweit sie hier in Betracht kommen, alles Wichtige über die Frage der Tunnellüftung, sowohl für die Entwurfsbearbeitung als für die Bauausführung und gibt auch für den Betrieb und die Beurteilung fertiger Anlagen wertvolle Fingerzeige. Es wendet sich zunächst an den ausführenden Ingenieur und die interessierten Eisenbahnverwaltungen, will aber zugleich für die Studierenden der technischen Hoch- und Mittelschulen und für Lüftungsingenieure ein Lehr- und Nachschlagebuch sein. Deshalb bringt es den Stoff in einer handlichen, den Bedürfnissen der Praxis entsprechenden Weise und

unterstützt die allgemeinen Betrachtungen durch zahlreiche, oft von vorhandenen Anlagen stammende Zahlenbeispiele, um daran gleichzeitig die Anwendung der Theorie zu zeigen. Der Verfasser legt größten Wert darauf, alle auftretenden Probleme schon bei der Fragestellung theoretisch scharf zu erfassen und dann exakt mathematisch durchzuführen, von der Erwägung ausgehend, daß nur auf diesem Wege ein sicheres Urteil zu erlangen ist. Von besonderem Werte sind die vielen kurzen, teils aus eigener Erfahrung stammenden, teils aus den theoretischen Ergebnissen abgeleiteten praktischen Hinweise und Regeln.

Der erste Hauptteil des Buches umfaßt die Theorie der künstlichen Lüftungsanlagen für den Bau von Stollen und Tunneln und behandelt im besonderen: 1. die erforderliche Luftmenge, 2. die Luftgeschwindigkeit, 3. die Bewegung von Luft in Rohrleitungen und geschlossenen Kanälen, 4. die Vorrichtungen zur Beförderung von Luft (natürlicher Luftzug, Schächte, maschinelle Vorkehrungen), 5. die Ventilatoren nach Theorie und Bau, soweit sie der Bauingenieur kennen muß, um die nötigen Angaben über Luftmenge und die zu erwartenden Schwankungen des Widerstandes machen zu können; ferner sehr ausführlich: 6. die Rohrleitungen nach konstruktiven und neuen theoretischen Gesichtspunkten als einem der wichtigsten Teile der ganzen Luftanlage, 7. die Veränderungen des spezifischen Gewichtes der Luft und deren Einfluß auf die Lüftungsfrage, 8. praktische Regeln für die Anordnung von Lüftungsanlagen mit Rücksicht auf das Bauprogramm (Berechnung von Luftmenge und Ventilator an einem Zahlenbeispiel), 9. Wirtschaftlichkeit einer Lüftungsanlage, im besonderen der Rohrleitung, 10. Bewetterung durch Lüftungsstollen (theoretische Grundlagen und Beispiel an Hand der Anlage am Simplon), 11. Frage der Unterteilung in primäre und sekundäre Lüftung, Abwägung der Vor- und Nachteile mit Zahlenbeispiel, 12. Meß- und Registrierapparate, wobei besonders die Wichtigkeit ständiger und zuverlässiger Kontrolle über Motoren, Ventilatoren, Luftdruck und Geschwindigkeit für die sichere Gewähr eines einwandfreien Arbeitens der Lüftungsanlagen betont und näher behandelt wird.

Der zweite Hauptteil behandelt die Lüftung bestehender Tunnel und erstreckt sich auf die Kapitel: 1. Bedürfnis einer geregelten Lufterneuerung, 2. der natürliche Luftzug (Ursachen, Zustände an bestehenden Tunneln), 3. Widerstände und Betriebskraft einer künstlichen Lüftung (Anwendung der im 1. Teil entwickelten Gleichungen, deshalb hier hauptsächlich passend gewählte Zahlenbeispiele), 4. Zusammenwirken der künstlichen und natürlichen Lüftung, 5. Winddruck auf die Tunnelmündung, seine Wirkung auf die Luft im Tunnel, 6. Störung der Lüftung durch fahrende Züge im Tunnel. Eingehende mathematische Behandlung der Frage als dynamisches Problem (im Gegensatz zu einer Art von Rohrreibung), der hierbei stattfindenden Zunahme der Luftgeschwindigkeit und deren Rückkehr zur Anfangsgeschwindigkeit mit Zahlenbeispiel, und Prüfung der abgeleiteten Gleichungen an Messungsergebnissen vom Hauensteinbasistunnel, 7. Hauptsysteme von Betriebsventilatoren: A. Tunnellüftung mit beweglichem Vorhang. Erläuterung der allgemeinen Verhältnisse und Bedingungen für einen guten Wirkungsgrad an ausgeführten Anlagen. B. Eingehende Besprechung und rechnerische Untersuchung des Systems Saccardo: Aufstellung der maßgebenden Gesichtspunkte und die Ableitung neuer Gleichungen für die Berechnung, Prüfung der Gleichungen an den Betriebsergebnissen des Dössentunnels, Erläuterung der Anlage und der Betriebsverhältnisse, wenn saugend oder doppelt wirkend benutzt und bei Hintereinanderschaltung zweier Saccardogebläse, je mit Zahlenbeispiel. C. Betriebslüftung mit Saugschacht. Zahlenmäßige Untersuchung und Kritik der Schachtlüftung in Anlehnung an die Anlagen in Bergwerksbetrieben, Berechnung der Betriebskraft, theoretisch und im Anschluß an bestehende Anlagen, Besprechung der Messungen am Hauensteinbasistunnel unter besonders eingehender Behandlung des Einflusses der fahrenden Züge, mit dem Ergebnis aus Zahlenbeispielen für zwei-, ein- und schmalspurige Tunnel, „daß die Frage über Luftwiderstand im Tunnel an Hand passender und sorgfältiger Luftmessungen während der Durchfahrt der Züge zu lösen ist". 8. Die Ventilationsanlage des Hauensteinbasistunnels. Beschreibung der baulichen Verhältnisse und kritische Besprechung der Berechnung der maschinellen Anlagen, die zunächst noch nicht zur Ausführung gekommen sind. 9. Lüftung eines Tunnels unter Wasser (kurz angedeutetes Beispiel der Lüftung mit Saugkanälen am East-Boston-Tunnel). 10. Kurze vergleichende Anmerkungen über die Kosten der verschiedenen Lüftungssysteme. Hierbei Zusammenstellung der wirklichen Kosten der Lüftungsanlage für den Grenchenbergtunnel. 11. Schlußbemerkungen, mit besonderem Hinweis auf die in den vorhergehenden Abschnitten enthaltenen neuen Auffassungen und einer Zusammenfassung der wichtigsten Ergebnisse aus den angestellten Untersuchungen.

Das Buch füllt eine Lücke in der technischen Literatur aus, nicht nur insofern, als es den sehr verstreuten, verhältnismäßig selten behandelten Stoff sammelt und verwertet, sondern besonders dadurch, daß es den auf noch weniger bearbeiteten Gebieten beliebten Weg der Nachahmung „berühmter Muster" bewußt verläßt und an vielen Punkten eigene, neue Wege auf mathematischer Grundlage einschlägt und damit unsere Erkenntnis bereichert. Allerdings muß es der Zukunft vorbehalten sein, einige der teilweise nur geschätzten Zahlenkoeffizienten in den aufgestellten Gleichungen (z. B. in Abschnitt II 6 und 7 C) durch weitere Versuche und Messungen an bestehenden Anlagen genauer festzulegen.

Alle, die sich mit Tunnellüftungsfragen zu befassen haben, werden an diesem Buche einen schnell fördernden und sicheren Berater finden.

Lucas, Dresden.

Zweigelenkrahmen aus Eisenbeton mit Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmoments von Dr.-Ing. H. Kuball. Mit 72 Textabbildungen und 4 graphischen Tafeln. Preis geb. 20 M zuzüglich Sortimenter-Teuerungszuschlag. Verlag W. Ernst und Sohn, Berlin 1920.

In der 86 Seiten umfassenden Schrift, die mit zahlreichen Diagrammen ausgestattet ist, vermutlich der Dissertation des Verfassers, werden Untersuchungen durchgeführt über den Einfluß der Vouten, der nach oben zu eintretenden Verdickung der Rahmenstiele und über den Einfluß von Veränderungen im Verhältnis des Riegel-Trägheitsmoments (im ganzen) zu dem Stielträgheitsmoment. Die erzielten Ergebnisse sind am Schlusse klar zusammengestellt. In der Arbeit selbst ist ihre Ermittlung lückenlos vorgeführt.

Besondere Hervorhebung verdient die Berücksichtigung der Herabsenkung der Riegelachse an den Rahmenecken, wie sie entsteht, wenn man sie als geometrischen Ort der Schwerpunkte aller Querschnitte auffaßt. Dieser oft nicht in Betracht gezogene Umstand führt zu einer ziemlich beträchtlichen Vergrößerung des Horizontalschubes. In gleichem Sinne wirkt naturgemäß das vergrößerte Trägheitsmoment in den Vouten. Anderseits ist das Trägheitsmoment des Riegels im Bereiche der negativen Momente verringert, weil die Platte im Zuggurte liegt, doch überwiegt naturgemäß der Einfluß der Höhenzunahme, denn das Widerstandsmoment an der Ecke ist meist größer als das in der Mitte. Der Plattenbalkenquerschnitt weist außerdem geringere Randabstände (vom Schwerpunkte aus gemessen) auf als der Rechtecksquerschnitt. $J_e = W_e \cdot r_e$ ist also größer als $J_m = W_m \cdot r_m$. Die Verhältnisse werden untersucht sowohl für lotrechte Lasten (I. Teil) wie auch für wagerechte (II. Teil). Für die lotrechten Lasten wird bei veränderlichem Stielträgheitsmoment (sei es, daß es geradlinig, sei es, daß es parabolisch anwächst) ein maßgebendes Trägheitsmoment und damit die Ordinate des maßgebenden Querschnittes ausgerechnet. Dieses ist eine Funktion des Quotienten aus der oberen und der unteren Riegeldicke ($h_2 : h_1$). Diese Angaben über den maßgebenden Querschnitt dürften auch praktisch viel Verwendung finden. Es ist jedoch zu beachten, daß diese Angaben nur dann Geltung haben, wenn auf den Stiel allein der Horizontalschub H (neben der Achsenkraft) wirkt. Liegt eine äußere Belastung auf dem Stiel, so gelten die erwähnten Angaben nicht mehr. Dieser Umstand hätte vielleicht noch besonders betont werden sollen.

Neben der lotrechten und der wagerechten Belastung wird auch Temperaturveränderung berücksichtigt. Auch hier sind die Angaben über das maßgebende Trägheitsmoment nach dem oben Gesagten zu benutzen.

Zwei sehr eingehend behandelte Beispiele sind der Arbeit beigegeben. Die Arbeit ist flüssig geschrieben und liest sich leicht. Die häufige Heranziehung der Straßnerschen Ermittelungen wird allerdings eine Benutzung des Buches „Neuere Methoden usw." öfters nötig machen.

Man findet in dem Kuballschen Buche den Nachweis für die Größe einer Anzahl sehr wichtiger Einflüsse, die bisher zwar qualitativ zum Teil schon geläufig waren, über deren Umfang man aber nichts Sicheres wußte.

Um falschen Erwartungen vorzubeugen, sei erwähnt, daß der Verfasser nicht den wahren Drehwinkeln nachgeht, die infolge des variablen E sich aus $\frac{M}{E\,J}$ ergeben, wie das Mörsch in seinem „Eisenbetonbau" z. B. Seite 353 u. so fort getan hat, sondern daß er mit konstantem E arbeitet, daß er also von den Ergebnissen der angeführten Mörschschen Untersuchungen ausgeht, die zu der allgemein maßgebenden amtlichen Bestimmung geführt haben, daß man die statisch unbestimmten Größen unter Annahme von E = Konstant zu berechnen habe. Daß bei stark wechselndem Trägheitsmoment, wenn es dem Biegungsmomentenverlauf nicht einigermaßen proportional ist, diese Vorschrift der Wirklichkeit nicht mehr entspricht, vermag der interessanten, für jeden Eisenbetoningenieur lesenswerten Schrift, die sich auf den Boden der gegebenen Vorschriften stellt, an Wert nichts zu nehmen.

Dr.-Ing. W. Kunze-Dresden.

Richtigstellung.

In meiner Besprechung des Buches von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Gg. Müller: „Neuere Formen von Hochbrücken"[1]) habe ich einige Sätze aus einer beigegebenen Besprechung angeführt. Wie mir der Verfasser mitteilt, stammt diese Besprechung nicht von ihm selber her. Herr Dr. Müller legt weiter Wert auf die Feststellung, daß nur die Entwürfe 1, 5, 8 und 8a sowie 10 von ihm selber herrühren, und daß er den Entwurf 10 lediglich als Beispiel dafür gebracht habe, wie eine Pendelwandlösung mit sichtbaren Gelenken aussehen würde und wie sich die Rampenbrücken gestalten könnten.

Müllenhoff.

[1]) Vergl. Nr. 10 dieser Zeitschrift.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden — Verlag von Julius Springer in Berlin W
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang 30. September 1920 Heft 18

STEIGERUNG DER WASSERKRAFTAUSNÜTZUNG AN FLÜSSEN DURCH DIE ANLAGE EINES EINZIGEN TAGESSPEICHERS OBERHALB DER AM WEITESTEN FLUSSAUFWÄRTS GELEGENEN WASSERKRAFTANLAGE.

Von Baurat Böhmler, Mannheim.

Unsere wirtschaftlichen Verhältnisse werden uns auf lange Jahre hinaus nötigen, Kohlen zu sparen. Der nach dem Abkommen von Spaa verbleibende Rest unserer Kohlenförderung reicht nicht mehr aus, um unseren Fabriken volle Lebensmöglichkeit zu geben. Die Industrie hat infolge der billigen Kohle vor dem Kriege nur in wenigen Fällen daran gedacht, von der Erzeugung der notwendigen Betriebskraft durch Kohle abzusehen und Wasserkräfte zu benützen. Unsere Kohlenschätze wurden verschwendet und die natürlichen Kraftquellen an unseren Flüssen, die Wasserkräfte, blieben unausgenützt. Heute erzwingt die Kohlennot den beschleunigten Ausbau der Wasserkräfte, trotzdem die Baukosten außerordentlich hoch sind.

Bayern hat diese volkswirtschaftliche Notwendigkeit rasch erkannt und ist im Begriff, im größten Maßstab das nachzuholen, was vor dem Kriege versäumt worden ist. Auch in Baden und Württemberg sollen in allernächster Zeit große Wasserkraftanlagen ausgeführt werden.

Bei diesen muß in größerem Maße wie früher neben größter Sparsamkeit im Entwurf und in der Ausführung die Erzielung der größtmöglichen Kraftleistung und deren weitgehendste Verwertung gefordert werden. Der volkswirtschaftliche Wert der Wassermengen eines Flusses muß in Zukunft voll erfaßt werden. Die meisten der in früheren Jahren ausgeführten Wasserkraftanlagen können dieser Forderung nicht entsprechen. Wohl wurde sparsam gebaut, an weitgehendster Krafterzeugung mangelte es und noch mehr an betriebswirtschaftlich gesteigerter Kraftausnutzung.

Ein Fluß hat während 24 Stunden ungefähr gleichmäßige Wasserführung. Mit den Jahreszeiten wechselt diese jedoch beträchtlich. Die Krafterzeugung würde dieser Wasserführung angepaßt werden können, jedoch nicht die Kraftverwertung, da der Kraftbedarf der Industrie und der Städte nachts viel geringer ist, als am Tage und mit den Jahreszeiten wenig wechselt während die Wasserführung entsprechend den wechselnden Wasserständen stark schwankt. Die Folge ist, daß sowohl nachts, als auch bei höheren Wasserständen, beträchtliche Wassermengen unausgenützt abfließen und für die Krafterzeugung verloren gehen.

Durch einen Jahresspeicher, eine Talsperre im Oberlauf des Flusses, könnten diese Wasser- und Kraftverluste vermieden werden. Ein solcher Jahresspeicher verursacht aber große Baukosten und ist in den meisten Flußtälern wegen der vorgeschrittenen Siedelung nicht mehr ausführbar.

Ein Tagesspeicher dagegen kann noch an den meisten Flüssen angelegt werden. Wenn auch ein solcher Tagesspeicher zu klein ist, um für höhere Wasserstände des Flusses wirksam sein zu können, so gibt er doch die Möglichkeit, das überschüssige Nachtwasser innerhalb 24 Stunden aufzuspreichern, damit dieses während der Tagesstunden als Zusatzwasser zur Vermehrung der Krafterzeugung dienen kann. Aber auch ein solcher Tagesspeicher wird zu kostspielig und unwirtschaftlich sein, wenn er nur für ein einziges Kraftwerk in Frage kommt. Wenn aber ein einziger Tagesspeicher oberhalb des am weitesten flußaufwärts gelegenen Kraftwerkes eines Flusses genügt, um in sämtlichen Kraftwerken des ganzen Flusses die überschüssigen Nachtwassermengen am Tage zu verwenden und zu verwerten, so wird ein solcher Speicher wirtschaftlich und gewinnbringend sein.

Voraussetzung dafür, daß ein einziger Tagesspeicher für sämtliche Kraftwerke eines Flusses genügt, ist nur, daß alle Kraftwerke eines Flusses unter einer einzigen Verwaltung stehen und nach einem gemeinsamen Betriebsplan zusammenarbeiten, daß sie ihren Strom an eine gemeinsame Sammelschiene abgeben und von einer einzigen Stromabgabestelle aus den erzeugten Strom dem Verbrauch zuführen. Dieser Voraussetzung wird um so eher entsprochen werden können, als dadurch schon für sich allein eine erhebliche Steigerung der Kraftausbeute jedes einzelnen Kraftwerkes bewirkt wird, indem die durch Zusammenfassung aller Werke zur Verfügung stehende bedeutend größere Strommenge es möglich macht, durch geschickte Tarifpolitik den Kraftbedarf weitgehend der Krafterzeugung anzupassen sowie den verschiedenartigen Strombedarf der zahlreichen einzelnen Bezieher nach Zeit und Menge so ineinander zu schachteln, daß sich die Ausnutzungsdauer der Kraftwerke ganz erheblich steigert. Wird den auf diese Weise zusammengeschlossenen Werken ein Tagesspeicher oberhalb des am weitesten flußaufwärts gelegenen Kraftwerkes hinzugefügt, so ist es nur noch notwendig, in den Betriebsplan der Werke die Regelung der Wasserwirtschaft aufzunehmen, damit eine nahezu restlose und vollkommene Ausnützung des gesamten ausnutzbaren Tag- und Nachtflußwassers und die Unterbringung des gesamten erzeugten Stromes erreicht wird.

Ist es in einem besonderen Falle nicht angängig, solchen Tagesspeicher außerhalb des Flußlaufes anzulegen, so kann auch die Stauhaltung des am weitesten flußaufwärts gelegenen Kraftwerkes zur Speicherung benützt werden. Sollte dessen Stauhaltung nicht groß genug sein, um das gesamte Nachtwasser aufzunehmen, so können die Stauhaltungen mehrerer am Oberlauf des Flusses aufeinander folgender Werke zusammen zur Speicherung benützt werden. Es ist dabei zu beachten, daß zu starke tägliche Absenkungen des Stauwasserspiegels den ordnungsmäßigen Kraftwerksbetrieb behindern, daß es also richtiger sein kann, das Nachtwasser in mehreren aufeinander folgenden Stauhaltungen mit sehr viel geringeren Wasserspiegelschwankungen aufzuspeichern, als in einer einzigen Stauhaltung den Wasserspiegel zu stark wechseln zu lassen.

Die elektrischen Strombedarfskurven großer Städte zeigen, daß nachts viel weniger Strom verbraucht wird als in den Tagesstunden. In Mannheim und Stuttgart sinkt beispielsweise der Strombedarf nachts auf den dritten Teil des Tagesstromverbrauchs (Abb. 1 u. 2). Bei der immer stärker in Erscheinung tretenden Abneigung der arbeitenden Bevölkerung, Nachtschichten zu leisten, wird diese Verhältniszahl wohl noch ungünstiger werden (Abb. 3). Wollen solche Städte ihren Strom-

bedarf aus Wasserkraftanlagen decken, so wird nachts Wasser überschüssig sein, und zwar selbst dann, wenn die Wasserführung nicht ausreicht, um den Bedarf an Strom während der Tagesstunden zu decken, während der Ausnützung auch dieses Nachtwassers nach Anlage eines Tagesspeichers nichts im Wege stände.

Führt der Fluß an einer Stelle beispielsweise 52 cbm Wasser in der Sekunde, so könnte dies eine Leistung von täglich $52 \times 24 = 1248$ Stundencbm bedeuten. Wird aber des Nachts 12 Stunden lang nur $^1/_3$ des anfallenden Wassers, also 17 cbm aufgebraucht, so ist die Gesamttagesleistung

nachts . . . . . 12 × 17 = 204 Stundencbm
tagsüber. . . . . 12 × 52 = 624 „
zusammen: 828 Stundencbm

1248 — 828 = 420 Stundencbm gehen also verloren, während bei Zuhilfenahme eines Tagesspeichers das Bild sich wie folgt gestalten kann:

nachts . . . 26 cbm zu 12 Stunden = 312 Stundencbm
tagsüber. 3 × 26 „ „ 12 „ = 936 „
zusammen: 1248 Stundencbm

Dies würde die völlige Ausnützung der zur Verfügung stehenden Wassermenge bedeuten und eine Steigerung des Kraftgewinnes um 50% herbeiführen, an allen den Tagen, an denen der Fluß 52 cbm Wasser sekundlich führt. Das Kraftwerk müßte im vorliegenden Fall für eine Wassermenge von 78 cbm ausgebaut werden, während ohne Verwendung der Tagesspeicher der Ausbau nur für 52 cbm sekundlich notwendig wäre.

Aus diesen Zahlen ist die Wichtigkeit der Tagesspeicherung ohne weiteres ersichtlich. Da aber der Tagesspeicher für ein einzelnes Kraftwerk wenig wirtschaftlich sein wird, so wird man prüfen müssen, ob dieser eine Speicher nicht für weitere Kraftwerke nutzbar gemacht werden kann und in welcher Weise dann der Kraftwerksbetrieb durchgeführt werden muß.

Schon immer ist es bei zahlreichen Wasserkraftanlagen üblich gewesen, das Wasser in der Stauhaltung zurückzuhalten, zu „spannen" und dann allmählich nach Bedarf des Werkes abzulassen. Eine solche Speicherung nützt wohl dem einen Werk, schädigt aber in den meisten Fällen die weiter flußabwärts liegenden Werke ganz erheblich, weil das zurückgehaltene Wasser nach seiner Verwendung erst dem nächsten Werk zufließen muß, dort also viel später, bei weit flußabwärts gelegenen Werken sogar erst in der folgenden Nacht ankommt, also zu einer Zeit, wo es nicht verbraucht werden kann. Damit nun ein einziger Tagesspeicher, ein Haupttagesspeicher, oberhalb des ersten Kraftwerkes für sämtliche Kraftwerke des Flusses Nutzen bringen kann, ist es notwendig, den in den Morgenstunden sich fortwährend steigernden Bedarf an Strom oder die in den Abendstunden sich ergebende Verringerung des Stromverbrauchs auf sämtliche Kraftwerke des Flusses im Verhältnis ihrer Stufengefälle zu verteilen und jedes einzelne Kraftwerk zu veranlassen, daß es den Wasserverbrauch seiner Turbinen um eine für sämtliche Werke gleich große Wassermenge gleichzeitig vermehrt oder vermindert (Abb. 4).

Es wird dann jeder Stauhaltung gleichzeitig am oberen Ende ebensoviel Wasser zugeführt, als am unteren Ende entnommen wird. Der dagegen erhobene Einwand, daß das beim oberen Kraftwerk abgelassene Wasser dem zunächst gelegenen Werke erst zufließen müsse, ehe es dort Verwendung finden könne, ist nicht stichhaltig, wie nachfolgende Überlegungen und angestellte Versuche beweisen.

Durch die unmittelbar aufeinanderfolgenden Stauwerke kann der Fluß in der Geschwindigkeit seines Wasserlaufes beeinflußt und das Wasserspiegelgefälle in sämtlichen Haltungen willkürlich geändert werden. Dadurch, daß sämtliche Stauwerke bei nahezu gleichbleibender Höhe des Stauspiegels und gleichbleibenden Fluß- oder Kanalquerschnitten nachts weniger Wasser durchlassen als der Fluß führt, muß das Wasserspiegelgefälle in den Stauhaltungen und in den Kanälen nachts kleiner sein, als tagsüber, wo mehr Wasser den Fluß durchläuft.

Der Fluß fließt also entsprechend dem kleinen Gefälle nachts langsamer, tagsüber bei größerem Gefälle schneller gegenüber der durchschnittlichen Wassergeschwindigkeit, die der Fluß aufweisen würde, wenn keine Regelung seiner Wassermengen durch die vorhandenen Stauwerke erfolgen würde. Tagsüber läuft also mehr Wasser den Fluß hinab, als er von obenher beibringt, nachts dagegen wird weniger Wasser abgelassen, als im Fluß ohne Stauwerke abfließen würde. Der Überschuß wird im Tagesspeicher zur Verwendung am folgenden Tag aufgespeichert.

Auf Grund hydraulischer Berechnungen und theoretischer Erwägungen hat sich nun folgendes herausgestellt:

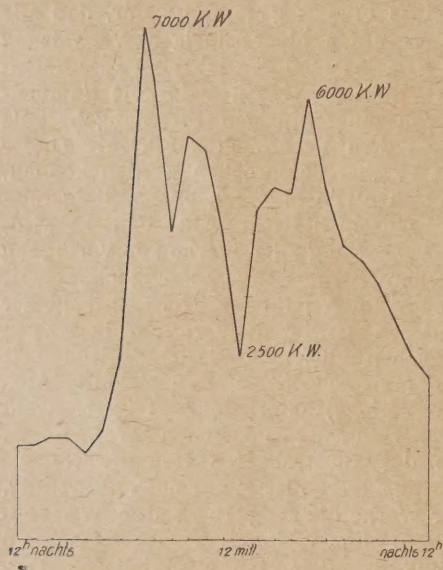


Abb. 1.
Strombedarfskurve des Kraftwerks Rheinau der Oberrheinischen Eisenbahn-Gesellschaft Mannheim am 10. Dezember 1917.

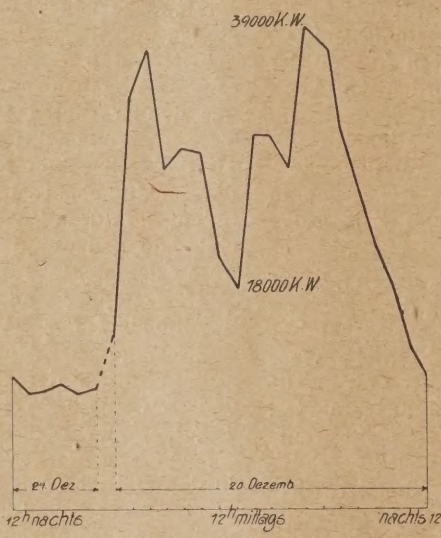


Abb. 2. Strombedarfskurve der hauptsächlichsten württembergischen öffentlichen Elektrizitätswerke (Wasser- und Wärmekraftwerke zusammen) am 20. Dezember 1917.

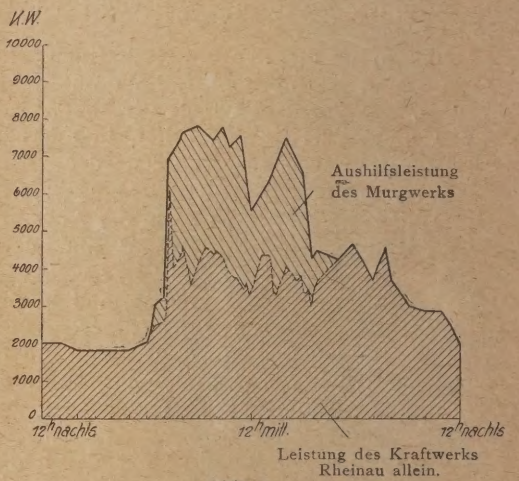


Abb. 3.
Bedarfslinie des Kraftwerks Rheinau der O. E.-G. Mannheim einschließlich Aushilfsleistung des Murgwerks am 19. August 1910.

Der Wasserinhalt einer Stauhaltung ist gegenüber der durch den Betrieb notwendig werdenden Wassermengensteigerung oder -minderung so groß, daß die Stauhaltung zunächst als großer See wirkt, in welchem von größerem Wasserzufluß oder -abfluß kaum etwas bemerkt wird. Der Wasserspiegel der Stauhaltung stellt sich nach kurzer Zeit, deren Dauer von der Länge der Stauhaltung abhängig ist, auf die veränderte Wasserführung um; bei Steigerung der Wasserentnahme nimmt er größeres Gefälle, bei Minderung der Wasserentnahme kleineres Gefälle an.

Selbst dann, wenn an Stelle der Stauhaltung oberhalb eines Wehres ein mehr oder weniger langer Oberwasserkanal mit einem gegenüber dem Flußquerschnitt erheblich kleineren Wasserquerschnitt anschließt, ist die Steigerung der Wasserentnahme aus dem Kanal innerhalb kurzer Zeitdauer um ein mehrfaches möglich. Auch in diesem Falle ist es ausgeschlossen, daß etwa das fließende Wasserband des Kanals abreißt, und der Wasserspiegel vor dem Turbinenhaus so stark abgesenkt wird, daß der Wasserzulauf durch den dadurch entstehenden kleineren Wasserquerschnitt gehemmt wird. Von dem Augenblick an, wo der Wasserverbrauch an den beiden Enden des Kanals oder der Stauhaltung wechselt, durcheilen kleine Wellen den Kanal, die eine sehr rasche Änderung des Wasserspiegelgefälles auf die ganze Kanallänge bewirken. Da solche Wellen von beiden Enden der Staustufe ausgehen, so treffen sich die Wellen innerhalb der Kanalfläche, haben also nur die Hälfte des Weges der Stauhaltungslänge zu durchlaufen und führen so die notwendige Wasserspiegeländerung in dieser Stauhaltung schneller als man erwartet, herbei.

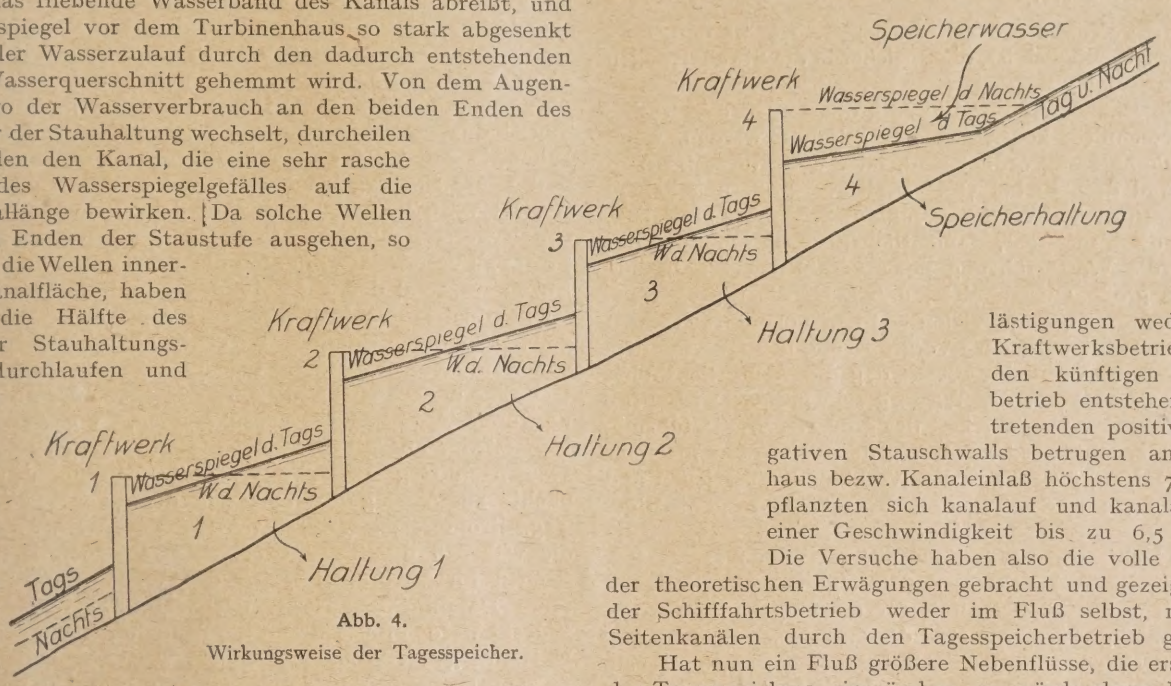


Abb. 4.
Wirkungsweise der Tagesspeicher.

Es wäre sogar möglich, die Umstellung der Turbinen auf ein Vielfaches des nächtlichen Wasserverbrauches ohne Störung des Wasserzuflusses innerhalb weniger Minuten durchzuführen, obgleich solche rasche Steigerung des Verbrauches an Wassermenge oder an elektrischem Strom in Wirklichkeit nicht vorkommt. Die Strombedarfskurven Abb. 1 bis 3 zeigen, daß die morgendliche Steigerung oder abendliche Minderung des Strombedarfes sich auf mehrere Stunden verteilt, eine Zeitspanne, die so groß ist, daß durch die Steigerung oder Minderung der Wasserentnahme in der Staustufe merkbare Erscheinungen überhaupt nicht auftreten werden.

Die Möglichkeit, an einem Fluß auf diese Weise für sämtliche Werke mit nur einem Tagesspeicher auszukommen, ist von mir aus Anlaß der Bearbeitung eines Entwurfes der Neckarkanalisierung eingehend überprüft worden. Am Neckar ist bis heute eine verhältnismäßig geringe Anzahl von Kraftwerken ausgebaut. Noch weniger Kraftwerke sind für größte Wasserausnutzung, wie solche heute gefordert werden muß, erstellt. Der Neckar schien deshalb besonders geeignet, für Tagesspeicherbetrieb eingerichtet zu werden, um so mehr, als auch die vorhandenen Werke infolge des durch den Tagesspeicherbetrieb hervorgerufenen Zuwachses an Wasserkraft ohne verlorene Kosten und geldliche Nachteile umgebaut werden können.

Da aber die Ergebnisse der hydraulischen Berechnungen und der sonstigen Erwägungen immerhin auf gewissen Annahmen beruhen, deren Übereinstimmung mit der Wirklichkeit nicht immer mit Sicherheit behauptet werden kann, so waren die rechnerischen Ergebnisse noch nicht überzeugend genug, um über die Art der Speicherwirkung volle Aufklärung zu geben. Anderseits erschien der Nutzen, der aus der Anlage der Tagesspeicher für die Volkswirtschaft Württembergs und Badens berechnet werden konnte, groß genug, um die Frage der Tagesspeicher nicht ohne genaue Prüfung ablehnen zu dürfen. Deshalb beschloß der Südwestdeutsche Kanalverein, Stuttgart, Versuche an einem vorhandenen Neckarwerk anzustellen.

Die Durchführung der Versuche wurde von Herrn Oberbaurat Maier und Herrn Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Späth in Stuttgart geleitet. Die Ergebnisse sind in dem Aufsatz: „Über die Vorgänge an Stauhaltungen bei Anwendung der Tagesspeicher" im Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, Nr. 69 niedergelegt. Es wurde gefunden, daß bei einem Übergang von der großen Wassermenge (30 cbm/sec) auf die kleine Wassermenge (10 cbm / sec) und umgekehrt innerhalb 2 Stunden und selbst innerhalb 15 Minuten nennenswerte Belästigungen weder für den Kraftwerksbetrieb noch für den künftigen Schiffahrtsbetrieb entstehen. Die auftretenden positiven und negativen Stauschwalls betrugen am Turbinenhaus bezw. Kanaleinlaß höchstens 7—8 cm und pflanzten sich kanalauf und kanalabwärts mit einer Geschwindigkeit bis zu 6,5 m/sec fort. Die Versuche haben also die volle Bestätigung der theoretischen Erwägungen gebracht und gezeigt, daß auch der Schifffahrtsbetrieb weder im Fluß selbst, noch in den Seitenkanälen durch den Tagesspeicherbetrieb gestört wird.

Hat nun ein Fluß größere Nebenflüsse, die erst unterhalb des Tagesspeichers einmünden, so würde deren Nachtwasser trotz des oberen Tagesspeichers verloren gehen, wenn nicht unterhalb der Mündung jedes Nebenflusses ein Zwischenspeicher angelegt würde. Da diese Zwischenspeicher wesentlich geringere Nachtwassermengen fassen müssen, als der Hauptspeicher, so wird meist eine Stauhaltung des Hauptflusses als Zwischenspeicher ausreichen.

Die tägliche Absenkung eines solchen Zwischenspeichers wird geringer sein als die Absenkung des Hauptspeichers.

Durch den Speicherbetrieb wird der regelmäßige Abfluß des Wasserlaufes geändert, was nichts schadet, wenn der Fluß in einen erheblich größeren Strom mündet, wie das beispielsweise bei der Mündung des Neckars in den Rhein der Fall ist. Hier verursacht der unregelmäßige Zufluß des Neckarwassers deshalb keinen Schaden, weil am Rhein unterhalb Mannheim keine Kraftwerke vorhanden sind, deren Betrieb ungünstig beeinflußt würde, und weil ein für die Schiffahrt ungünstiges Absenken des Rheinwasserspiegels infolge Zurückhaltung von Neckarwasser nicht zu befürchten ist, insofern, als im Rhein auch bei Niederwasser noch so viel Wasser vorhanden ist, daß die Wasserspiegelsenkung infolge der nächtlichen Zurückhaltung des Neckarwassers im Binger Loch, an der einzigen Stelle, wo die Wasserspiegelsenkung in Betracht zu ziehen ist, höchstens 1 bis 2 cm betragen wird.

Würde aber der mit Tagesspeicher ausgerüstete Fluß in einen Strom münden, der unterhalb dieser Einmündung ebenfalls Kraftwerke hat, so könnte deren Betrieb durch die wechselnden Wassermengen unter Umständen beträchtlich gestört werden. Diesem Mißstand müßte gesteuert werden, indem

man für den Fall, daß die Anlage eines besonderen Gegenspeichers seitlich des Flußlaufes wegen zu großer Anlagekosten nicht möglich ist, die unterste Stauhaltung des kleineren Flusses als Gegenspeicher zum Ausgleich der wechselnden Wassermengen ausbildet.

Was die Anlagekosten anbelangt, die zur Durchführung des Tagesspeicherbetriebes an einem Fluß aufzuwenden sind, so setzen sich diese zusammen:

1. aus den Aufwendungen für den Haupttagesspeicher und für etwaige Nebenspeicher,
2. aus den Mehrkosten für die Vergrößerung der Fluß- und Kanalquerschnitte, welche für die tagsüber zufließenden größeren Wassermengen eingerichtet sein müssen,
3. aus den Mehrkosten für die entsprechend den größeren Wassermengen des Tages vergrößerten Turbinenanlagen und Krafthäuser.

Die Anlagekosten der Speicher selbst werden dort gering sein, wo es möglich ist, die Speicher in die Stauhaltungen des Flusses zu verlegen.

Auch die Baukosten für die Vergrößerungen der Kanal- und Flußquerschnitte können niedrig gehalten werden, wenn wenig Seitenkanäle angeordnet sind, oder wenn diese im Auftrag liegen und deshalb bei Querschnittsvergrößerung keinen Mehraushub erfordern. Wird im Flußlauf Schiffahrt betrieben, so erfordert diese meistens, namentlich aber im Oberlauf des Flusses, wo die Wasserführung noch verhältnismäßig gering ist, schon so große Querschnitte, daß auch die tagsüber gesteigerte Wassermenge in vielen Fällen abgeführt werden kann, ohne daß eine besondere Vergrößerung der Querschnitte erforderlich wird. Wenn im Flusse dagegen keine Schiffahrt betrieben wird, so kann die Wassergeschwindigkeit im Fluß oder in den Werkkanälen zur Zeit der größeren Wasserführung unbedenklich erhöht werden. Infolgedessen werden meistens schon geringe Vergrößerungen der Werkkanäle ausreichen und die Aufwendungen für den Tagesspeicherbetrieb um so niedriger werden.

Bei dem Mehraufwand für die Krafthäuser und maschinellen Einrichtungen ist zu beachten, daß infolge der Vergrößerung der Kraftanlage der Einheitspreis für die eingebaute Pferdekraft sich ermäßigt. Deshalb sind die infolge der Speicherung entstehenden Mehrkosten der Krafthäuser geringer als sie sich aus dem Verhältnis der ohne und mit Tagesspeicher zugeführten Wassermengen ergeben würden.

Die Wirtschaftlichkeit eines Tagesspeichers muß von Fall zu Fall entsprechend den örtlichen Verhältnissen nachgeprüft werden. Immerhin steht soviel fest, daß bei den meisten Flußsystemen unserer Mittelgebirge die Aufwendungen für die Tagesspeicher geringer sein werden, als der Nutzen, der aus ihrem Betrieb gezogen werden kann. Dieser Nutzen ist dann besonders groß, wenn in der näheren und weiteren Umgebung eines Flusses an die Verwendung von Nachtstrom überhaupt nicht gedacht werden kann, wenn also alles überschüssige Nachtwasser verloren geht. In solchem Falle kann bei Verwendung von Tagesspeichern der ganze Nachtstrom in Tagesstrom umgewandelt und zum Tagesstrompreis verkauft werden, so daß durch den Tagesspeicher eine Veredelung des Stromes bewirkt wird. Der Ertrag aus dem veredelten Strom ist reiner Gewinn, der nur verringert wird um den Betrag, der für Verzinsung und Tilgung der Tagesspeicherkosten und für die Unterhaltung der Tagesspeicheranlagen aufgebracht werden muß und jährlich etwa 10% der Tagesspeicherkosten beträgt.

Auch für den Fall, daß die Ansiedlung chemischer Industrie am Fluß in Erwägung gezogen würde, ist es richtiger und wirtschaftlicher, statt solcher Ansiedlung einen Tagesspeicher anzulegen. Wohl verursacht der an die anzusiedelnde chemische Industrie absetzbare Nachtstrom nur ganz geringe Erzeugungskosten, in Form geringer zusätzlicher Betriebskosten, weil alle Einrichtungen für die Kraftgewinnung sowieso schon zur Lieferung des Strombedarfs während der Tagesstunden notwendig sind. Dafür muß aber auch der Nachtstrom den chemischen Fabriken zu einem niederen Preis überlassen werden.

Ein weiterer Nachteil des Verkaufs des Nachtstromes an die chemische Industrie besteht darin, daß die großen Spitzenflächen innerhalb der Bedarfskurve während der Tagesstunden gänzlich durch teuere Dampfaushilfe bestritten werden müssen, während bei Verwendung von Tagesspeichern das Nachtwasser zur Deckung dieser Spitzenarbeit verwendet werden kann. Da aber die Erzeugungskosten der Spitzenarbeit bei Speicherbetrieb bedeutend geringer sind, als bei Verwendung von Dampfreserven, so dürfte die dadurch erzielte Ersparnis beim Speicherbetrieb in den meisten Fällen weit größer sein, als der Gewinn aus dem Verkauf von billigem Nachtstrom.

Aber selbst dann, wenn die Kosten des Tagesspeichers so hoch wären, daß die Abgabe des Nachtstromes an anzusiedelnde chemische Industrien einen etwas höheren Gewinn ergeben würde, als dies bei Anlage eines Tagesspeichers der Fall wäre, so müßte man vom volkswirtschaftlichen Gesichtspunkte aus der Anlage eines Tagesspeichers zur Versorgung hochwertiger Tagesindustrie der Ansiedlung nachts arbeitender chemischer Industrie mit ihren aus dreimaligem Schichtwechsel für Land und Leute sich ergebenden Nachteilen den Vorzug geben.

Es wäre von volkswirtschaftlichen Gesichtspunkten aus ein schwerer Fehler, nachts wenige große Werke mit billigem Strom zu vesorgen, wenn man die Möglichkeit hat, mit diesem Strom während der Tagesstunden Hunderte von Werken der Kleinindustrie zu bedienen, weil diese ohne Wasserkraft in ganz besonderem Maße mit eigener kleiner Dampfkraftanlage zur Kohlenverschwendung beitragen.

Eine andere Möglichkeit, das Nachtwasser aufzubrauchen, und ohne Tagesspeicher auszukommen, ist gegeben, wenn der Nachtstrom auf größere Entfernungen fortgeleitet wird, und zwar nach Gegenden, wo Wasserkraft weder des Tags noch nachts zur Verfügung steht und der Nachtstrom zu vollem Tagesstrompreis abgesetzt werden kann. Da aber auch hier die während der Tagesstunden auftretenden Bedarfsspitzenflächen im Verbrauchsbezirk der Wasserkraftanlagen durch teure Dampfkraft anstelle der viel billigeren Speicherkraft gedeckt werden müssen und die Einnahmen aus dem auf große Entfernungen verschickten Strom weiter erheblich verringert werden, dadurch, daß die Verzinsung und Tilgung der hohen Anschaffungskosten der Fernleitungen und deren Unterhaltungskosten sowie die Kosten der Stromverluste in den Fernleitungen in Abzug gebracht werden müssen, so wird auch für diesen Fall die Anlage eines Tagesspeichers der Fernleitung des Stromes vorzuziehen sein. Selbst dann, wenn dies nicht zuträfe, wäre es für Gegenden, die elektrischen Strom zur Verfügung haben, von volkswirtschaftlichen Gesichtspunkten aus völlig falsch, den Strom fortzuschicken, wenn dieser Strom in der nächsten Umgebung selbst verbraucht werden kann.

Die geschilderte Art der Speicherung des Nachtwassers in einem einzigen Tagesspeicher ist wohl in fast allen Fällen wirtschaftlicher als die schon bekannte öfters zur Ausführung gebrachte hydraulische Akkumulierung, bei welcher das überschüssige Nachtwasser durch den nachts nicht verwertbaren Strom in ein oder mehrere Wasserbecken auf nahe dem Fluß gelegene Berge gepumpt wird, um von dort tagsüber wieder zu Hochdruckturbinen hinabgeleitet und in Strom verwandelt zu werden. Selbst in Fällen, wo diese mit sehr schlechtem Wirkungsgrad arbeitende hydraulische Akkumulierung ebenso wirtschaftlich wäre, wie die Anlage eines Tagesspeichers, müßte man von ersterer Anlage absehen, weil durch das Pumpen zu viel, und zwar die Hälfte des Stromes der Volkswirtschaft unwiederbringlich verloren geht und wir heute alle Ursache haben, mit unserem Wasserkraftstrom ebenso sparsam wie mit den Kohlen umzugehen.

Bei der Entwurfsbearbeitung der Neckarkanalisierung von Mannheim bis Plochingen bot sich die Gelegenheit, die Wirkung der beschriebenen Tagesspeicher auf die Entwurfsgestaltung,

auf die Art und Weise der Krafterzeugung und die Anlagekosten der Speicher, Kanäle und Kraftwerke im Einzelfalle zu prüfen.

Es war möglich, durch eine Wehranlage im Talgelände des Neckars oberhalb Plochingen ein Staubecken von 72 ha anzulegen, dem während des Tages rund 1 Million cbm Wasser als Zuschuß zu dem Wasser, das der Neckar selbst am Tage zuführt, entnommen werden kann und dessen Stauspiegel dadurch während der Tagesstunden bis zu höchstens 175 cm abgesenkt wird. Da der Neckar zwischen Plochingen und Mannheim größere Nebenflüsse, darunter die Rems, Murr, Enz, Jagst und Kocher aufnimmt, so sind, um das Nachtwasser dieser Nebenflüsse ebenfalls auszunützen, Zwischenspeicher angelegt und hierzu einzelne Wehrhaltungen benützt worden, deren größte tägliche Absenkung zwischen 25 und 50 cm schwankt. Der Haupttagesspeicher zusammen mit den wenigen in die Stauhaltungen verlegten Nebenspeichern genügt dann, um gleichzeitig an sämtlichen Kraftwerken des Neckars, deren Zahl bei den verschiedenen Entwürfen zwischen 23 und 35 schwankt, die Stromerzeugung tagsüber erheblich über die durchschnittliche Erzeugung hinaus zu steigern.

Die Steigerung der Kraftleistung wurde nicht so weit getrieben, daß bis zu der vorgesehenen 100- bis 150-tägigen Ausbauwassermenge des Flusses hin die ganze innerhalb 24 Stunden zulaufende Wassermenge ausgenützt würde. Es erwies sich vielmehr unter Zugrundelegung der bisherigen Bedarfskurven von Mannheim und Stuttgart wirtschaftlicher, die tagsüber durch die Turbinen und Werkkanäle gehende größte sekundliche Wassermenge nur 1,5-mal so groß als die größte herangezogene, an 100 bis 150 Tagen verfügbare ungespeicherte Flußwassermenge anzunehmen und dementsprechend die Turbinen und Werkkanäle statt für die theoretisch mögliche 1,7-fache ungespeicherte Flußwassermenge nur für die 1,5-fache Flußwassermenge auszubauen.

Wenn dann zur Bewältigung der Spitzenflächen innerhalb der Bedarfskurven Dampfreserven mit einer jährlichen Arbeitsleistung von rd. 20 v. H. der gesamten erzeugten Strommenge herangezogen werden, so können während eines Jahres bei der Neckarkanalisierung durch den Tagesspeicherbetrieb am Tage insgesamt 60 Millionen kWh mehr verwertet werden. Dabei ist die Kraftverminderung infolge der Speicherabsenkungen und des damit verbundenen geringen Gefällverlustes in Abzug gebracht, auch ist berücksichtigt, daß Sonntags, wo der Strombedarf gering ist, die Tagesspeicher nur in geringem Umfang in Tätigkeit treten. Der Nutzen des Tagesspeichers am Neckar ist also beträchtlich.

Ein weiterer Vorteil zeigt sich während der Niederwasserzeiten, wo der nächtliche Strombedarf gänzlich durch die Dampfaushilfskraft bestritten und das anfallende Nachtwasser in vollem Umfange aufgespeichert werden kann, um bei Tag zur Spitzendeckung Verwendung zu finden. Wenn dann die Aushilfskraft als Grundkraft auch bei Tag angesetzt wird, läßt sich die notwendige Spitzenleistung der Aushilfskraft unter Verringerung der Betriebskosten bedeutend ermäßigen, auch kann die Hilfsdampfkraftanlage in kleinerem Ausbau angelegt werden.

Im Verlaufe eines Jahres ist die Wirkung der Tagesspeicher am Neckar verschieden groß und richtet sich nach der jeweiligen Wasserführung des Flusses (Abb. 5). Bei Niederwasser ist der Nutzen des Tagesspeichers verhältnismäßig gering, weil ein Mehr an Tageswasserkraft nicht erzielt werden kann, indem die Wasserführung bei Wasserklemme geringer ist, als der gesamte nächtliche Strombedarf, so daß das ganze Nachtwasser auch ohne Tagesspeicher verbraucht wird.

Mit zunehmender Wasserführung des Flusses werden die überschüssigen Nachtwassermengen größer und die vorhandenen Tagesspeicher ausgiebiger in Anspruch genommen. Der Vorteil der Speicherung am Neckar ist am größten, wenn die infolge der Tagesspeicherung gesteigerte Wassermenge das 1,5-fache der herangezogenen 100- bis 150-tägigen Ausbauwassermenge des Flusses beträgt. Würden die Kraftwerke ohne Tagesspeicher ausgebaut, so würde unter den jetzigen Verhältnissen alles Neckarwasser, welches die Tagesspeicherleistung von jahresdurchschnittlich 60 Millionen kWh zustande bringt, nachts ungenützt fortfließen und tagsüber dann der dieser Leistung entsprechende Teil der Bedarfskurvenfläche durch Dampfreserve erzeugt werden müssen.

Diese Dampfreserve würde jährlich, zu Friedenspreisen berechnet, 4,14 Millionen Mark kosten, während für die unmittelbaren und mittelbaren Kosten der Tagesspeicher und der zugehörigen Anlagen jährlich nur 1,5 Millionen Mark aufzuwenden sind bei einem einmaligen Gesamtaufwand von 15 Millionen Mark. Es kann also, unter der Voraussetzung, daß der Nachtstrom im Verbrauchsgebiet des Neckars keine Abnehmer findet, wie dies bei den heutigen Verhältnissen der Fall ist, durch die Anlage von Tagesspeichern eine beträchtliche Ersparnis an Betriebsausgaben und dadurch eine Erhöhung des jährlichen Reingewinns von 2,6 Millionen Mark

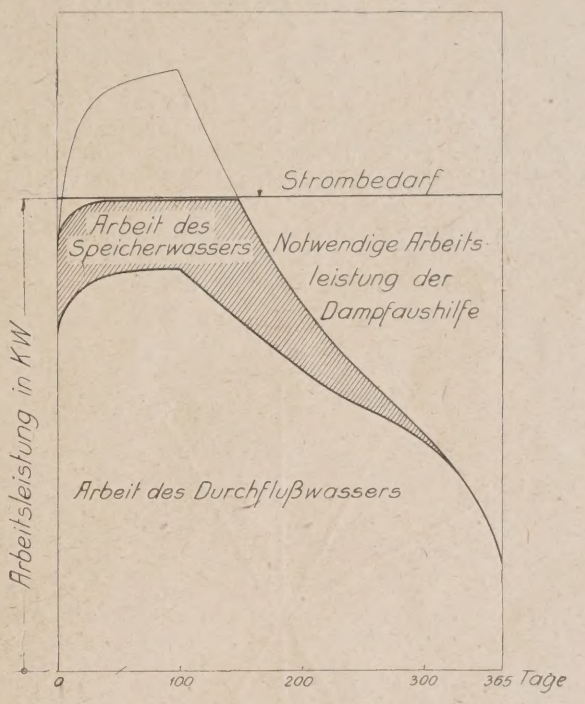


Abb. 5.
Kraftgewinnung durch die Tagesspeicher im Verlauf eines Jahres
(Dauerlinie der Arbeitsleistungen).

erzielt werden. Je mehr ein Land Wasserkraftwerke ausgebaut haben wird, desto mehr wird nächtlicher Kraftstrom überschüssig werden; um so notwendiger wird es sein, an allen denjenigen Flüssen, wo der Tagesspeicherbetrieb durchgeführt werden kann, solchen einzurichten, um wenigstens an diesen Stellen den überschüssigen Nachtstrom zu verringern und den so überaus notwendigen Tagesstrom zu vermehren.

Man könnte nun einwenden, solcher Speicherbetrieb sei in der Anwendung schwierig durchzuführen. Man könne nicht 20 und noch mehr Kraftwerke zusammenarbeiten lassen und könne noch weniger den Wasserverbrauch und die Stromabgabe dem morgendlichen und abendlichen Wechsel des Strombedarfs anpassen. Darauf ist zu erwidern, daß die volkswirtschaftlichen und geldlichen Vorteile der Tagesspeicherung so groß sind, daß diese Schwierigkeiten eben überwunden werden müssen.

In erster Linie wird die Regelung der Wasserwirtschaft besondere Aufmerksamkeit erfordern, obgleich selbst grobe Fehler in der gleichmäßigen Zuführung des Betriebswassers zu den einzelnen Werken unschädlich sein werden, weil sowohl die an das Werk anschließende obere und untere Stauhaltung als Speicherbecken ausgleichend wirken wird. Sind dann in

späteren Zeiten alle Wasserkraftanlagen eines Landes ausgebaut und an die zahlreichen Niederdruckwerke der Flüsse einige speicherfähige Hochdruckwasserwerke angeschlossen, so wird neben dem Kraftwerksbetriebsleiter, der für die Stromerzeugung, die Stromabgabe und den Stromverbrauch verantwortlich ist, ein Wasserwirtschaftsleiter für das Kraftwerksgebiet oder für das ganze Land wirken müssen, um den jährlichen, täglichen und stündlichen Wasserverbrauch in jedem einzelnen Krafthaus aller zusammenhängenden Wasserkraftanlagen von einer Verwaltungsstelle aus zu regeln.

Dieser Wasserwirtschaftsleiter wird sich genaue Aufzeichnungen der von Jahr zu Jahr wechselnden Wassermengen in den sämtlichen Flußsystemen machen, deren Wasserwerke zusammengehängt sind. Er wird im Laufe der Jahre an Hand der gewonnenen Zahlen und Unterlagen in der Lage sein, im voraus Verfügungen über die Art und Weise des Verbrauchs der Wassermengen in den verschiedenen Flußsystemen und Wasserläufen zu treffen, damit die höchste Ausbeute an Kraft und der größte volkswirtschaftliche Nutzen erzielt wird. Er wird das Wasser in den Speichern der Hochdruckwerke ganz anders verausgaben oder zurückhalten, als dies der bis heute übliche Betrieb erfordert, und den Tagesspeicherbetrieb in besonderem Maße schätzen, weil er ihm größere Verfügungsfreiheit für seinen Einteilungsplan gibt und ihm dazu verhilft, die Dampfkraftaushilfe zum Zwecke der Kohlenersparnis erheblich einzuschränken.

ZUR THEORIE UNVERSTEIFTER RIPPENKUPPELN.

Von Dr.-Ing. Ernst Pichl, Ingenieur der Wayss & Freytag A.-G. Stuttgart.

(Fortsetzung von Heft 14).

Anschließend an die in Heft Nr. 14 des „Bauingenieurs" durchgeführten theoretischen Untersuchungen über eine neue Berechnungsweise der unversteiften Rippenkuppel, soll hier eine den Bedürfnissen der Praxis entsprechende Vereinfachung dieses Verfahrens gezeigt werden.

Durch Annahme einer der Ausführungsmöglichkeit angepaßten Lagerung lassen sich aus den früheren Untersuchungen einfache Beziehungen ableiten, die eine größere Übersichtlichkeit des Verfahrens zur Folge haben, ohne daß dadurch der Genauigkeitsgrad der Rechnung vermindert wird.

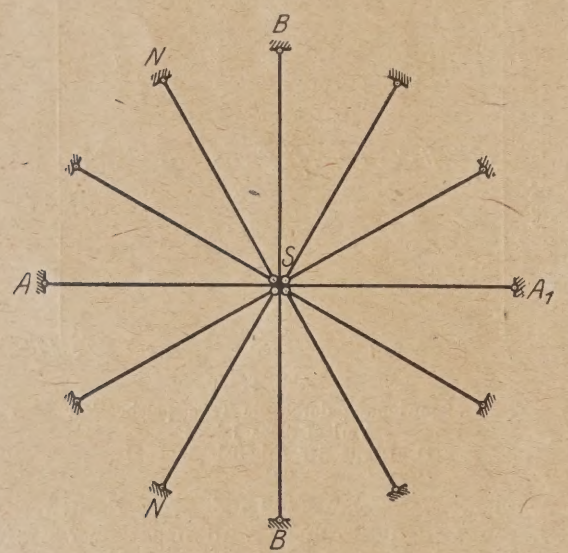


Abb. 1.

Die folgenden Betrachtungen schließen sich eng an die früher aufgestellte Theorie an, deren Fortsetzung sie bilden, so daß die dort angeführte Bezifferung der Formelausdrücke beibehalten und in den neu aufgestellten Formeln direkt weitergeführt wird.

Bei einer Ausführung der geschlossenen Kuppel in Eisenbeton, unter den früher für die Lagerung gemachten Voraussetzungen, erfordert die Annahme der gegenseitig steifen Verbindung aller Rippen, infolge der auftretenden Scheitelmomente ein Durchgehen der Bewehrung jeder Rippe zu der in gleicher Ebene gegenüberliegenden Rippe. Dadurch kommen, bei einer größeren Anzahl von Rippen, im Scheitel viele Lagen einander kreuzender Eisen übereinander zu liegen, so daß der Betonquerschnitt stark geschwächt bzw. die Nutzhöhe des Querschnittes stark vermindertwird; ganz abgesehen von der Schwierigkeit einer guten Ausführung der Betonierung eines solchen Knotens. Daher wird es sich empfehlen, nur zwei aufeinander senkrecht stehende Rippenpaare miteinander steif zu verbinden und sämtliche übrigen Rippen an dem so gebildeten starren Knoten gelenkig anzuschließen. Diese Lagerung ist praktisch immer einfach durchzuführen, wobei den geforderten Auflagerbedingungen genügend Folge geleistet ist, wenn der gelenkige Knotenanschluß auch nur durch unvollkommene Gelenke erfolgt.

Der Rechnungsweg baut sich auf den gleichen Grundlagen wie der früher gezeigte auf, nur daß durch die eingeführte Änderung der Lagerung eine wesentliche Vereinfachung aller Ausdrücke eintritt, so daß eine direkte Auswertung der früher aufgestellten Formeln durchgeführt werden kann. Die beiden miteinander steif verbundenen Rippen ASA_1 und BSB (Abb.1), sollen jetzt als Hauptrippen, die übrigen als Zwischenrippen bezeichnet werden. Der Scheitel bleibt wieder zuerst verdrehbar, aber unverschieblich festgehalten. Die Einspannung einer Hauptrippe im Scheitel ist jetzt nur durch die in der gleichen Ebene und die zwei dazu senkrechten Hauptrippen bedingt. Die Einspannung in der Ebene der Hauptrippe AS ergibt sich, unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen zu

$$\tau_\alpha = \frac{1}{\frac{1}{\alpha} + \frac{2}{\beta}} = \frac{\alpha\beta}{2\alpha+\beta} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(22a}$$

die Einspannung des zu dieser Rippenebene senkrecht stehenden Teilsystems BSB zu

$$\tau_\beta = \frac{1}{2}\alpha \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(22b}$$

Ein Einspannmoment in der Ebene einer Hauptrippe AS überträgt sich auf die in gleicher Ebene liegende Rippe A_1S mit der Übergangszahl

$$\mu_{\alpha\alpha} = \frac{\tau_\alpha}{\alpha} = \frac{\beta}{2\alpha+\beta} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(23a}$$

in dieser Rippe Biegungsspannungen in der Rippenebene hervorrufend, auf jede Einzelrippe BS in der dazu senkrechten Ebene mit der Übergangszahl

$$\mu_{\alpha\beta} = \frac{\tau_\alpha}{\beta} = \frac{\alpha}{2\alpha+\beta} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(23b}$$

in diesen Rippen seitliche Biegung und Verwindungsmomente verursachend. Ein an einem Rippenpaar BSB als Teilsystem senkrecht zu dessen Ebene angreifendes Scheitelmoment hat in dem anderen Rippenpaar ASA_1 Biegungsmomente in der Rippenebene zur Folge, die sich aus dem durch die Übergangszahl

$$\mu_{\beta\alpha} = \frac{\tau_\beta}{\alpha} = \frac{1}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(23c}$$

in seiner Größe gegebenen, auf die einzelnen Kämpfer übertragenen Scheitelmomente errechnen, wobei diese übergeleiteten

Momente in ihrer Größe gleich, ihren Vorzeichen nach aber entgegengesetzt sind.

Sämtliche Zwischenrippen üben auf die Einspannung durch ihre gelenkige Lagerung keinen weiteren Einfluß aus. Die Momentenermittlung in der Hauptrippe erfolgt wie früher für einen im Scheitel elastisch eingespannten Bogen, unter Berücksichtigung der Verteilung des Scheitelmomentes mit Hilfe der angeführten Übergangszahlen auf die übrigen drei Hauptrippen; die in den Zwischenrippen für den einfachen Zweigelenkbogen, ohne eine weitere Beeinflussung der Hauptrippen. Die im Scheitel auftretenden, zu einer Reaktion zusammengezogenen Auflagerkräfte durch die äußere Belastung sämtlicher Rippen zerlegen wir in eine Vertikalkraft und zwei je in der Ebene der Hauptrippen liegende Horizontalkräfte, deren Einfluß wir wieder auf das im Scheitel freigemachte System untersuchen. (Abb. 2.)

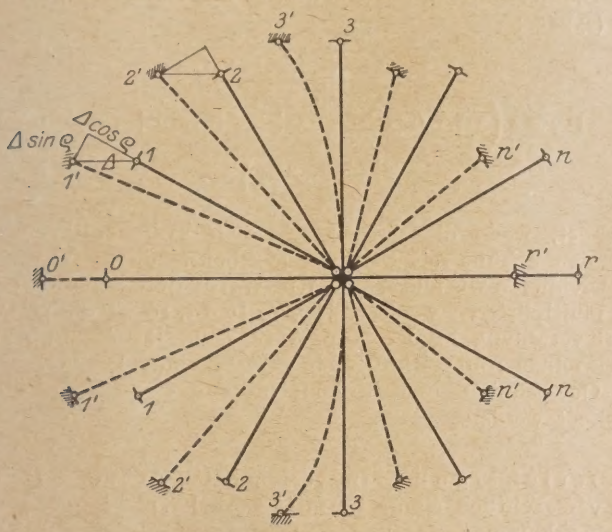


Abb. 2.

Das Lösen der Lagerung erfolgt nach dem zweiten Abschnitt wie früher, indem für die Ermittlung des Einflusses der wagerechten Lasteinheit, die im Scheitel in einer Hauptrippenebene angreift, der Scheitel bzw. wieder die Fußlagerung einzeln um die Streckeneinheit Δ in der Richtung dieser Ebene verschoben wird. Diese Verschiebung ruft Scheitelmomente hervor, deren Ermittlung nach den früher aufgestellten Beziehungen geschieht. Unter Einsetzung der für τ und μ erhaltenen Werte hat eine Verschiebung von A der Rippe AS um Δ im Scheitel dieser Rippe nach (18)*) ein Moment

$$M_\alpha' = \frac{2\alpha+\beta}{2\alpha(\alpha+\beta)} B \Delta$$

zur Folge, das sich weiter auf die übrigen Rippen verteilt, wobei zu beachten ist, daß beide Gegenrippen zu einer Rippe zusammenfallen, somit für $\frac{1}{2}\alpha$ der Wert α zu setzen ist.

Das Scheitelmoment der Rippe A_1S wird:

$$M_{\alpha\alpha}' = \mu_{\alpha\alpha} M_\alpha' = \frac{\beta}{2\alpha(\alpha+\beta)} B \Delta,$$

das jeder Rippe zugehörige:

$$M_{\alpha\beta}' = \mu_{\alpha\beta} M_\alpha' = \frac{1}{2(\alpha+\beta)} B \Delta$$

Durch Verschiebung von A_1 der Rippe A_1S werden entsprechend gleiche Momente hervorgerufen und übertragen, so daß die durch Verschiebung der Doppelrippe ASA_1 auftretenden Scheitelmomente

$$M_{\alpha\alpha} = M_\alpha' + M_{\alpha\alpha}' = \frac{1}{\alpha} B \Delta \quad \text{und} \quad M_{\alpha\beta} = 2 M_{\alpha\beta}' = \frac{1}{\alpha+\beta} B \Delta$$

sind. Die Verschiebung der Fußlager der Doppelrippe BSB um $\triangle$ verursacht nach (19) und (20) im Scheitel dieses Teilsystems ein Moment:

$$M_{\beta\beta} = \frac{2}{\alpha+\beta} \cdot \frac{\Delta}{f},$$

das sich auf die Rippen AS und A_1S zu gleichen Teilen durch die Scheitelmomente

$$M_{\beta\alpha} = \frac{1}{\alpha+\beta} \cdot \frac{\Delta}{f}$$

überträgt. Die durch die Gesamtverschiebung des Scheitels um Δ in der Richtung AA_1 in dem Hauptrippensystem hervorgerufenen Scheitelmomente sind somit:

links und rechts des Scheitels der Rippen AS zugehörig:

$$M_{\alpha\Delta} = \left(\frac{B}{\alpha} + \frac{1}{f(\alpha+\beta)}\right) \Delta \quad \ldots\ldots\ldots \quad (24a$$

links und rechts des Scheitels den Rippen BS zugehörig:

$$M_{\beta\Delta} = \left(\frac{B}{\alpha+\beta} + \frac{1}{f(\alpha+\beta)}\right) \Delta \quad \ldots\ldots \quad (24b$$

Die Verschiebung der Zwischenrippen um Δ zerlegen wir in eine Verschiebung um $\Delta \sin\varrho$ senkrecht zur Zwischenrippenebene, die infolge der gelenkigen Lagerung keine weiteren Kräfte auslöst, und in eine Verschiebung um $\Delta \cos\varrho$ in der Ebene der Zwischenrippe, die in den Kämpfern einen Horizontalschub $H_{0\Delta} \cos\varrho$ hervorruft, wenn $H_{0\Delta}$ durch (17) gegeben ist.

Die diese Scheitelverschiebung um Δ verursachende gesamte Horizontalkraft errechnet sich als Resultierende aller einzeln auftretenden wagerechten Kräfte zu:

$$H_\Delta = 2\left(M_{\alpha\Delta} B + M_{\beta\Delta} \frac{1}{f} + H_{0\Delta} \sum_1^r \cos^2\varrho\right) \Delta \quad \ldots \quad (25$$

Die Querschnittsmomente in den einzelnen Rippen sind durch die in den Gelenken auftretenden Auflagerkräfte zu errechnen; in den Hauptrippen AS bzw. A_1S und in sämtlichen Zwischenrippen sind es Biegungsmomente in der Rippenebene, in den beiden Hauptrippen BS seitliche Biegungs- und Verwindungsmomente. Dividieren wir alle erhaltenen Größen durch den Wert von H_Δ, so ist der Einfluß der wagerechten Lasteinheit gegeben. Infolge der Symmetrie der Kuppel ist die Wirkung einer in der Ebene BSB angreifenden Krafteinheit gleich dem vorerhaltenen um 90^0 versetzten Resultate.

Den Einfluß der auftretenden Vertikalkraft verteilen wir gleichmäßig nur auf die vier Hauptrippen; seine Größe wird nach (21) für $s = 4$ ermittelt.

Die Zusatzbeanspruchungen durch die Verschiebung infolge des äußeren Lastangriffes werden durch Multiplikation der Einheitswerte mit den vorerhaltenen drei Komponenten der Auflagerkräfte erhalten.

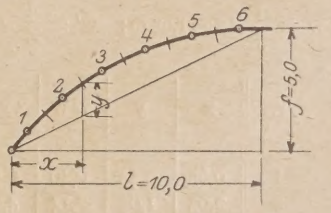


Abb. 3.

Das folgende Beispiel soll die im vorstehenden gemachten Ausführungen durch die praktische Anwendung erläutern und die Einfachheit der aufgestellten Beziehungen zeigen.

Eine Rippenkuppel nach Abb. 3 soll für eine im Scheitel angreifende, in der Richtung AA_1 wirkende wagerechte Kraft von 10 t untersucht werden. Die Spannweite der ganzen Kuppel beträgt 20 m, somit die Stützweite einer Rippe $l = 10$ m, die Scheitelhöhe ist $f = 5{,}0$ m. Das Trägheitsmoment der, untereinder gleich ausgebildeten, Rippen ist konstant, und

*) Vergl. die Berichtigung am Schluße dieses Aufsatzes.

beträgt für die Querschnittsabmessungen von h = 80 cm und b = 40 cm:

in der Rippenebene $J = \frac{1}{12} 40 \times 80^3 = 1710000\ cm^4$,

normal zur Rippenebene $Z = \frac{1}{12} 80 \times 40^3 = 426000\ cm^4$,

polares Trägheitsmoment $J_p = J + Z = 2136000\ cm^4$.

Die Poissonsche Zahl sei mit m = 4 angesetzt, so daß

$$\frac{E}{G} = \frac{2(m+1)}{m} = 2{,}5$$

ist.

Die Rippenachse ist durch die in folgender Tabelle aufgenommenen Ordinaten festgelegt. Die Ermittlung der zur Auswertung der einzelnen Ausdrücke erforderlichen Grundwerte erfolgt tabellarisch durch Bildung von Summen gliedern

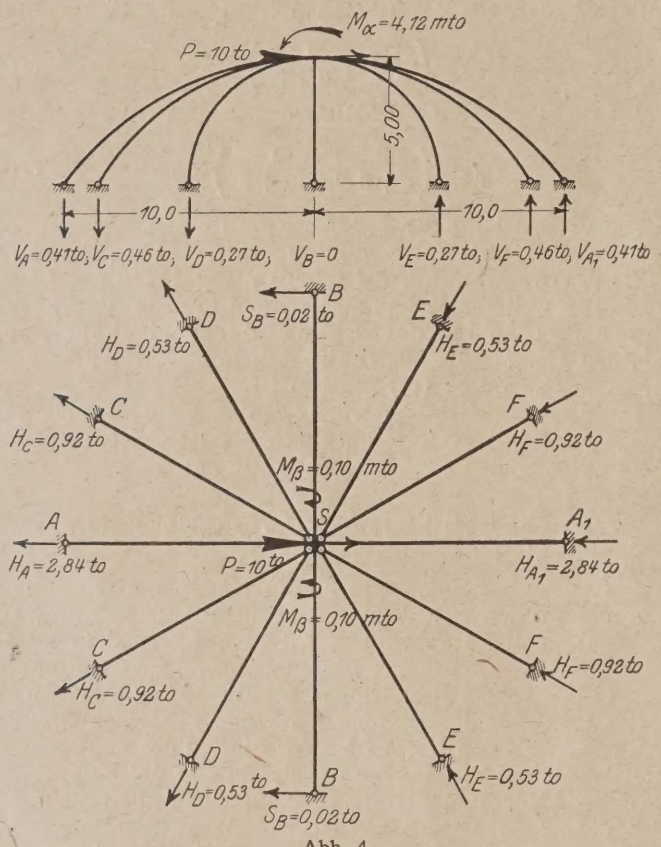


Abb. 4.

für die Integralwerte unter Einführung folgenden elastischen Gewichten für ein konstantes $\Delta s = 1{,}95$ m:

$$w = \frac{J}{J} \Delta s = 1{,}95\,m; \quad w' = \frac{J}{Z} \Delta s = 7{,}80\,m; \quad w'' = \frac{E J}{G J_p} \Delta s = 3{,}40\,m$$

Nr.	x	y	$y^2 w$	$xy w$	$x^2 w$	u	$u^2 w'$	v	$v^2 w''$
1	0,65	0,45	0,40	0,57	0,82	0,95	7,0	0,05	0,01
2	2,05	1,05	2,14	4,20	8,18	2,90	65,6	0,30	0,35
3	3,55	1,30	3,30	8,98	24,58	4,65	169,0	0,90	3,16
4	5,30	1,30	3,30	13,48	54,80	6,40	319,8	1,75	11,92
5	7,10	1,05	2,14	14,54	98,20	7,95	493,5	2,85	31,62
6	9,10	0,45	0,40	7,96	161,80	9,40	689,0	4,35	73,60
$\sum$			11,68	49,73	348,38		1743,9		120,90

Nach (3) ist $B = \frac{49{,}73}{10{,}0 \cdot 11{,}68} = 0{,}43$.

Aus (4) wird $E J \alpha = \frac{348{,}38}{10{,}0^2} - 0{,}43^2 \cdot 11{,}68 = 1{,}32$.

Aus (10) erhalten wir $E J \beta = \frac{1}{5{,}0^2} (1743{,}9 + 120{,}7) = 74{,}6$.

Mit diesen Werten ergeben sich sofort die Scheitelmomente nach (24) für eine angenommene Verschiebung des Scheitels um $\Delta - E J \Delta = 1000$.

$$M_\alpha = \left(\frac{0{,}43}{1{,}32} + \frac{1}{5{,}0 \cdot 75{,}92}\right) \times 1000 = 328{,}6\ mt$$

(Biegungsmoment in den Scheiteln der A-Rippen),

$$M_\beta = \left(\frac{0{,}43}{75{,}92} + \frac{1}{5{,}0 \cdot 75{,}92}\right) \times 1000 = 8{,}3\ mt$$

(Verwindungsmoment in den Scheiteln der B-Rippen).

Die gesamte im Scheitel auftretende Horizontalkraft wird nach (25) für:

$$H_{0\Delta} = \frac{1000}{11{,}68} = 85{,}6\ t$$

mit $H_\Delta = 2\left(328{,}6 \cdot 0{,}43 + \frac{1}{5{,}0} 8{,}3 + 85{,}6\,(\cos^2 0 + 2\cos^2 30 + 2\cos^2 60 + \cos^2 90)\right) = 800{,}0\ t$

errechnet, wenn die in den einzelnen Zwischenrippen auftretenden Schübe mit $H_{0\Delta} \cos\varrho$ gegeben sind.

Dividieren wir alle erhaltenen Werte durch $H_\Delta = 800{,}0$ t und multiplizieren wieder mit P = 10,0 t, so ist die gesuchte Kräfteverteilung in der Kuppel gegeben, für die in Abb. 4 die einzelnen Auflagerkräfte eingetragen sind. Die verschiedenen Querschnittsmomente können dann einfach aus diesen errechnet werden.

Berichtigung. Im vorgenannten Aufsatz in Heft 14 sind versehentlich einige Formelausdrücke nicht richtig zum Druck gekommen.

Sie sollen lauten:

Gleichung (9):

$$\varepsilon = \left(\frac{1}{2}\alpha\cos\varrho\right)\cos\varrho + \left(\frac{1}{2}\beta\sin\varrho\right)\sin\varrho = \frac{1}{2}(\alpha\cos^2\varrho + \beta\sin^2\varrho)$$

Gleichung (18):

$$M'_{k\Delta} = \frac{-B\Delta\cos\varphi}{\frac{1}{2}\alpha\cos\varrho + \tau_{k\alpha}}$$

Elastizitätsgleichung zu (19):

$$M''_{k\Delta}\left(\frac{1}{2}\beta\sin\varrho + \varphi\sin\varrho\right) = -M''_{k\Delta}\,\tau_{k\beta}$$

Gleichung (19):

$$M''_{k\Delta} = \frac{\Delta\sin\varrho}{f\left(\frac{1}{2}\beta\sin\varrho + \tau_{k\beta}\right)}$$

Gleichung (20):

$$M_{k\Delta} = M'_{k\Delta}\cos\varrho + M''_{k\Delta}\sin\varrho$$

Zur weiteren Erläuterung der Ausdrücke (18) bis (20) sei noch bemerkt, daß ein in der Ebene der Hauptrippe auf das Teilsystem wirkendes Moment M = 1 die Rippenendtangenten im Scheitel um die Winkel $\frac{1}{2}\alpha\cos\varrho$ bezw. $\frac{1}{2}\beta\sin\varrho$ verdreht. Die Kämpfermomente $M'_{k\Delta}$ und $M''_{k\Delta}$ sind auf die Ebene der Hauptrippe bezogen, so daß die Winkel φ in (18) und (19), die für die Ebene der Nebenrippen aufgestellt sind, durch Reduktion mit $\cos\varrho$ bezw. mit $\sin\varrho$, gleichfalls auf diese Ebene zu beziehen sind.

ERFAHRUNGEN MIT HOLZKONSTRUKTIONEN.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Richard Sonntag, Beratender Ingenieur: V. B. I., in Friedrichshagen bei Berlin.

(Schluß von Seite 513.)

Der auf Seite 23 u. f. gegebenen Berechnungsweise von Bolzen kann nicht zugestimmt werden. Vergl. Abb. 3 bis 8.

Die vielfach übliche Gepflogenheit, für die „Stützweite", Abb. 3, des Bolzens bei Annahme gleichmäßig verteilter Belastung b und nicht $l = b + \delta$ einzusetzen, d. h. die Laschenstärke zu vernachlässigen, entspricht nicht den wirklichen Verhältnissen und kann grundsätzlich nicht nur zu Flüchtigkeiten, sondern auch zu erheblichen Unterschätzungen der Bolzenbeanspruchung führen. Ob man den Betrag $\delta = l - b$ der Stützweite unter Umständen vernachlässigen kann, hängt ganz davon ab, wie groß δ im Verhältnis zu b ist. Ist δ verhältnismäßig groß und b verhältnismäßig klein, so kann eine Berechnung mit der Stützweite b wertlos werden. Man muß bei solchen Berechnungsvereinfachungen immer damit rechnen, daß sie in den Händen von weniger sachkundigen Technikern einerseits zu einer gewissenlos spitzfindigen Baustoffausnutzung, anderseits aber auch zu verhängnisvollen Irrtümern führen können. Hat sich z. B. ein mechanisch ohne statisches Gefühl arbeitender Rechner bei Eisenlaschen an die Vernachlässigung von δ gewöhnt, so wird er das eines Tages auch bei Holzlaschen tun. Der Fehler beträgt dann leicht über 100 vH. Demgegenüber bereitet es einem gewissenhaften und erfahrenen Konstrukteur und Statiker keinerlei Schwierigkeit, die Laschenstärke δ von vornherein zu berücksichtigen. Von dem oberflächlichen und noch unerfahrenen Techniker muß dies aber zu seiner weiteren Vervollkommnung verlangt werden. In ähnlichem Zusammenhange wurde früher bei Deckenträgern viel gesündigt. Jetzt ist es nicht mehr zulässig, mit der Lichtweite l des zu überdeckenden Raumes als Stützweite des Trägers zu rechnen. Vielmehr ist als solche nach den preußischen ministeriellen Bestimmungen zur Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton vom 13. 1. 1916 und nach den desgl. neuen Hochbau-Vorschriften[8]) für Eisen der Wert $l + \frac{l}{20} = 1{,}05\, l$[18]) einzuführen.

Weiter erscheint es gewagt, gewöhnliche Schraubenbolzen — denn um solche, nicht etwa um gedrehte Schrauben handelt es sich hier — von üblicher Handelsware „ohne weiteres" mit 1400 bis 1600 kg/cm² auf Biegung zu beanspruchen. Darüber, inwieweit die behinderte Biegungsformänderung im Bolzenloch und die teilweise Einspannung an den Bolzenenden dazu berechtigen, günstige Belastungsannahmen zu machen, können mit Sicherheit nur weitere Versuche[16]) Auskunft geben. Einstweilen vergl. betreffend Bolzenbeanspruchungen das bereits oben und noch weiter unten Gesagte. Jedenfalls können hier bezüglich der Bolzenbeanspruchung als solcher höchstens 1200 kg/cm² für eine untere und 1400 kg/cm² für eine obere Belastungsstufe als zulässig anerkannt werden. Selbst wenn die Bolzen mit der von Gesteschi gegebenen Berechnungsweise und der von ihm angesetzten zulässigen Beanspruchung tatsächlich eine genügende Sicherheit aufweisen, erscheint es doch als grundsätzlich verfehlt, eine an sich nicht zulässige Beanspruchung einzuführen. Es muß eine sinngemäßere Lösung angestrebt werden.

Nach Gesteschi ist gemäß Abb. 4 die Belastung des Bolzens eine gleichmäßig verteilte bzw. der Leibungsdruck λ auf der ganzen Bolzenlänge gleich groß. Die Stützweite l wird gleich b gesetzt. Der Gegendruck A des Bolzens im Loche kann als Summenkraft in den Mittelpunkten der Stützweite vereinigt gedacht werden. Es ist

$$A = \frac{Q}{2}; \quad M = Q\left(\frac{x}{2} - \frac{x^2}{2\,b}\right);$$

für $x = \frac{b}{2}$ wird $M_{max} = \frac{Q\,b}{8}$,

$$\lambda_{max} = \lambda = \frac{Q}{b\,d}.$$

Da sich der Bolzen unter der Belastung im Loche derart krümmt, daß er endseitig an der unteren, in der Mitte aber an der oberen Leibung zum Anliegen kommt, erscheint die gleichmäßig verteilte Belastungsweise entsprechend Abb. 4 als unzutreffend bzw. nicht sinnfällig.

Im Folgenden sei angenommen, daß die nach den Bolzenenden hin erfolgende Zunahme des Leibungsdruckes bzw. der Belastung des Bolzens nach einer Geraden erfolge. An der Annahme $l = b$ werde zur Vereinfachung der Ableitungen zunächst festgehalten.

Wenn der anfänglich gerade und bei Beginn der Belastung entsprechend Abb. 4 in Anspruch genommene Bolzen anfängt, sich durchzubiegen, wird der Gegendruck an der oberen Leibung erst allmählich wirksam werden. In Abb. 5 ist er noch gleich Null, während das untere Belastungsrechteck bereits in zwei Dreiecke aufgelöst ist. Es ist

$$A = \frac{Q}{2}; \quad M = Q\left(\frac{x}{2} - \frac{x^2}{b} + \frac{2}{3}\cdot\frac{x^3}{b^2}\right);$$

für $x = \frac{b}{2}$ wird $M_{max} = \frac{Q\,b}{12}$,

$$\lambda_{max} = \frac{2\,Q}{b\,d}$$

Sobald die obere Leibung zum Tragen kommt und daselbst eine Summenkraft 2 B wirksam wird, nimmt die Kraft an der unteren Leibung um den gleichen Betrag zu. Damit die Summe der lotrechten Kräfte gleich Null wird, ergibt sich:

$$2\,A = Q + 2\,B; \quad 2\,B = 2\,A - Q; \quad Q = 2\,A - 2\,B.$$

In Abb. 6 ist unten bereits ¼ der Druckfläche verloren gegangen und oben wirksam geworden. Es ist

$$A = \frac{9}{16}\,Q; \quad B = \frac{1}{16}\,Q; \quad M = Q\left(\frac{x}{2} - \frac{3}{2}\cdot\frac{x^2}{b} + \frac{4}{3}\cdot\frac{x^3}{b^2}\right);$$

für $x = \frac{b}{2}$ wird $M_{min} = \frac{Q\,b}{24}$ und für $x = \frac{b}{4}$ wird $M_{max} = \frac{Q\,b}{19{,}2}$,

$$\lambda_{max} = \frac{3\,Q}{b\,d}.$$

In Abb. 7 ist ⅓ der unteren Belastungsfläche verloren gegangen. Es ist

$$A = \frac{4}{6}\,Q; \quad B = \frac{1}{6}\,Q; \quad M = Q\left(\frac{x}{2} - \frac{2\,x^2}{b} + \frac{2\,x^3}{b^2}\right);$$

für $x = \frac{b}{2}$ wird $M_{min} = 0$ und für $x = \frac{b}{6}$ wird $M_{max} = \frac{Q\,b}{27}$,

$$\lambda_{max} = \frac{4\,Q}{b\,d}$$

In den Abb. 4 bis 7 sind die auftretenden Kräfte, Leibungsbeanspruchungen und Momentenlinien je in dem gleichen Maßstabe aufgetragen. In Wirklichkeit wird die Linie der λ nicht nach einer Geraden, sondern etwa entsprechend Abb. 8 gekrümmt verlaufen. Daß das Biegungsmoment in der Bolzenmitte gleich Null oder gar negativ wird, ist kaum anzunehmen.

Auf Grund der vorstehend gegebenen genetisch überschläglichen Entwicklung sei bis zur weiteren Klärung der Frage auf dem Versuchswege der Vorschlag gemacht, mit $M_{max} = \frac{Q\,b}{20}$ und $\lambda_{max} = \frac{3\,Q}{b\,d}$ entsprechend Abb. 6 zu rechnen. Er erscheint nicht als zu günstig, weil eine mehr oder minder vorhandene Einspannung an den Bolzenenden eine Verminderung der Biegungs- und Leibungsbeanspruchung zur Folge hat.

[18]) Vergl. die diesbezüglichen Ausführungen von Herrn Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Ellerbeck im Zentralblatt der Bauverwaltung 1920 S. 61.

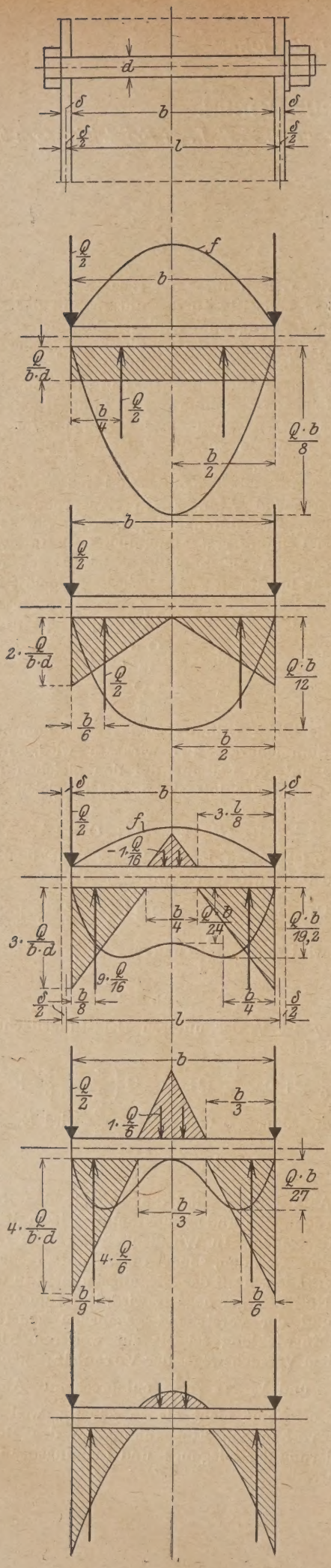


Abb. 3—8. Belastungen von Schraubenbolzen.

Mit Berücksichtigung der Laschenstärke δ erhält man gemäß Abb. 6:

$$M_2 = \frac{Q_2\, b}{20} + \frac{Q_2}{2}\,\frac{\delta}{2} = \frac{Q_2}{2}\left(\frac{b}{10} + \frac{\delta}{2}\right) = W\, k_{b_2} = W \cdot 1200;$$

$$Q_2 = \frac{2\, W\, k_{b_2}}{\frac{b}{10} + \frac{\delta}{2}}; \qquad \lambda_{max} = \frac{2 \cdot \frac{9\, Q_2}{16}}{3 \cdot \frac{b}{8}\, d_2} = \frac{3\, Q_2}{b\, d_2} = \lambda_2$$

Diese Berechnungsweise sei im Folgenden als Vorschlag 2 bezeichnet.

Zur Vereinfachung mit $M' = Q \cdot \frac{b + \delta}{20}$ zu rechnen, ist nicht angängig, denn es ergibt sich z. B. mit $\delta = \frac{b}{20}$:

$$M_2 = Q\, b \cdot 0{,}0625 \text{ und } M' = Q\, b \cdot 0{,}0525$$

Auch kann man im Gegensatz zu den Verhältnissen bei Deckenträgern nicht allgemein mit δ als einem bestimmten Bruchteil von b rechnen, weil δ nach dem oben Gesagten keineswegs in einem bestimmten Verhältnis zu b steht. Anderseits ist dies insofern auch gar nicht notwendig, als δ eine stets bekannte Größe darstellt.

Mit diesen Gleichungen ist man in der Lage, die Belastungen, Abmessungen, Biegungs- und Leibungsbeanspruchungen von Bolzen in sinnfälligerer Weise zu ermitteln als nach Gesteschi gemäß

$$M_1 = \frac{Q_1\, b}{8} = W\, k_{b_1} = W \cdot 1400,$$

$$Q_1 = \frac{8\, W\, k_{b_1}}{b}; \qquad \lambda_1 = \frac{Q_1}{b\, d_1}.$$

Diese Berechnungsweise sei im Folgenden als Vorschlag 1 bezeichnet. Einige Zahlenbeispiele mögen den Unterschied der beiden Vorschläge erläutern:

Zahlentafel 2 zeigt, welche Q und λ sich für gleiche b, d und δ ergeben.

Zahlentafel 2.

	b cm	d cm	δ cm	Q_2 kg	Q_1 kg	$Q_2 : Q_1$	λ_2 kg/cm²	λ_1 kg/cm²	f_2 mm	f_1 mm
		2,0		758	442	1,71	57	11	0,257	0,271
I	20,0	2,5	1,0	1469	857	1,71	88	17	0,205	0,217
		3,0		2544	1485	1,71	127	25	0,171	0,181
		2,0		654	369	1,77	41	8	0,370	0,391
II	24,0	2,5	1.0	1266	714	1,77	63	12	0,295	0,312
		3,0		2193	1237	1,77	91	17	0,246	0,261
		2,0		593	369	1,61	37	8	0,370	0,391
III	24,0	2.5	1,6	1148	714	1,61	57	12	0,295	0,312
		3,0		1988	1237	1,61	83	17	0,246	0,391
		2,4		816	476	1,71	32	6	0,548	0,579
IV	32,0	3,2	1,6	1932	1127	1,71	57	11	0,411	0,434
		4,0		3768	2198	1,71	88	17	0,328	0,347

Die erhaltenen Werte sind auf den Abb. 9 bis 11 dargestellt.

Die Leibungsdrücke nehmen in beiden Fällen mit zunehmendem b ab, bei unverändertem b aber mit zunehmendem d zu. Die λ_2 sind durchweg rund fünfmal so groß als die λ_1. Es liegt bei verhältnismäßig großem d und desgl. kleinem b die Möglichkeit vor, daß infolge Q_2 der zulässige Leibungsdruck überschritten wird. Infolge Q_1 erscheint eine solche Überschreitung ausgeschlossen.

Die Q_2 sind im Mittel bei gleichem b, d und δ rund 70 vH größer als die Q_1. Bleibt die Laschenstärke δ unberücksichtigt, so ergibt sich

$$Q_2 = \frac{40\, J\, k_{b_2}}{b\, d_2}; \qquad Q_1 = \frac{16\, J\, k_{b_1}}{b\, d_1}$$

und für gleiche J, b und d

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{40 \cdot 1200}{16 \cdot 1400}, \qquad Q_1 = 2{,}143\, Q_2$$

anstatt $Q_1 = 1{,}700\ Q_2$ bei Berücksichtigung von δ, entsprechend einem Weniger von 21 vH. Wäre somit bei Vorschlag 2 die Laschenstärke nicht berücksichtigt worden, so hätte das eine nennenswerte Überschätzung der Belastungsfähigkeit des Bolzens bedeutet. Auch bei den einzelnen Beispielen erweist sich der Einfluß der Berücksichtigung von δ als erheblich. Für b = 24 cm wird Q_2 mit δ = 1,6 cm rund 10 vH geringer als mit δ = 1,0 cm, während sich für Q_1 unter Vernachlässigung von δ in beiden Fällen der gleiche Wert ergibt.

Zahlentafel 3 und Abb. 12 zeigen, welche d und λ sich für gleiche b, δ und Q ergeben.

Zahlentafel 3.

	b cm	δ cm	$Q_2=Q_1$ kg	d_2 cm	d_1 cm	$d_2:d_1$	λ_2 kg/cm²	λ_1 kg/cm²	f_2 mm	f_1 mm
V	16,0	0,8	1000	2,0	2,4	0,83	94	26	0,164	0,145
			1500	2,3	2,8	0,82	122	34	0,143	0,124
			2000	2,6	3,1	0,84	144	40	0,126	0,112
VI	24,0	1,2	1500	2,7	3,2	0,84	69	19	0,274	0,244
			2000	2,9	3,5	0,83	86	24	0,255	0,223
			2500	3,2	3,8	0,84	98	27	0,231	0,206
VII	32,0	1,6	2000	3,2	3,9	0,82	59	16	0,411	0,356
			2500	3,5	4.2	0,83	67	19	0,375	0,321
			3000	3,7	4,4	0,84	76	21	0,355	0,316

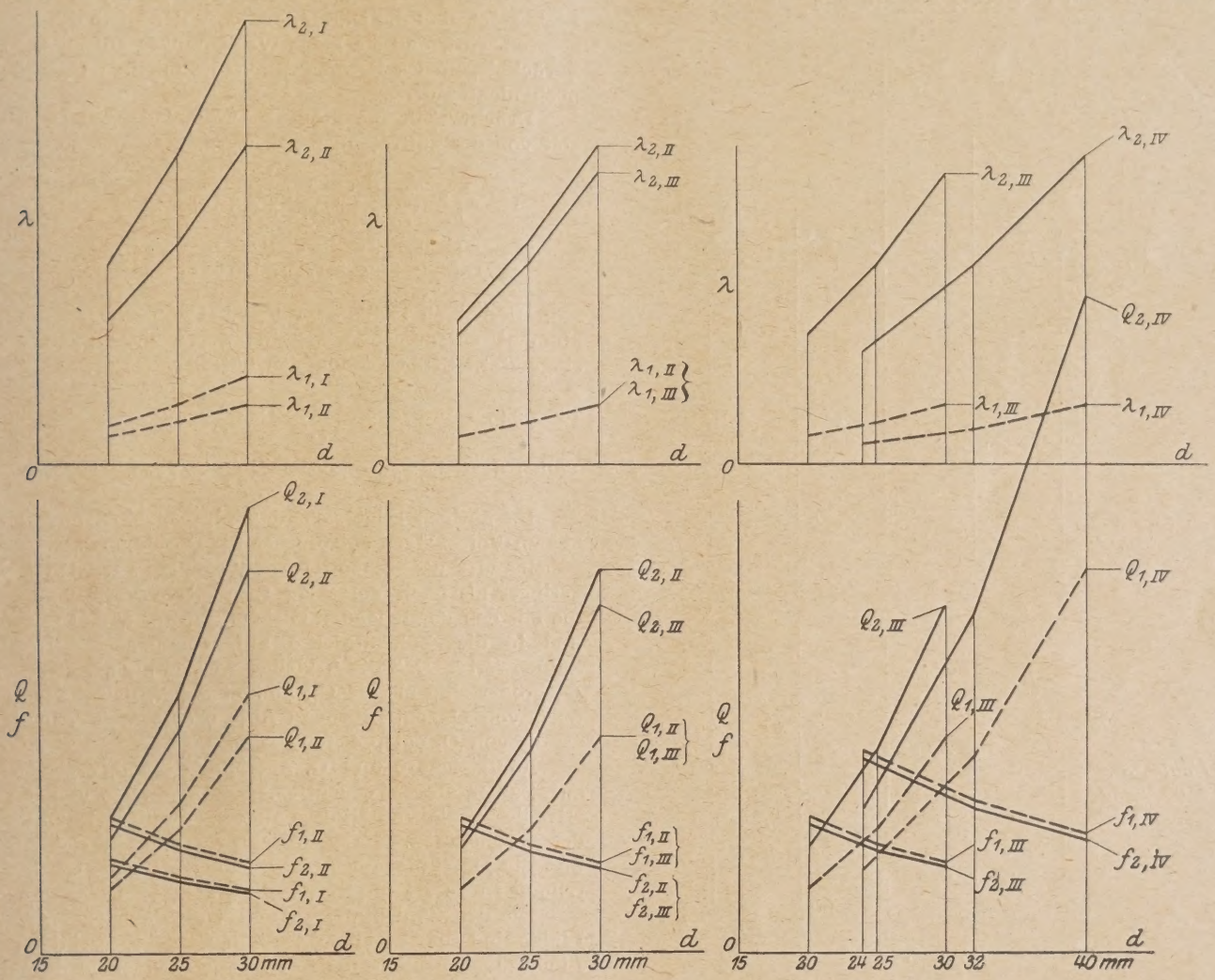


Abb. 9. Abb. 10. Abb. 11.

Abb. 9—11. Verschiedenen b, δ und d entsprechende λ, Q und f { Fall I: b = 20,0 cm; δ = 1,0 cm; II: b = 24,0 „ ; δ = 1,0 „; III: b = 24,0 „ ; δ = 1,6 „; IV: b = 32,0 „ ; δ = 1,6 „ } Maßstäbe: λ: 1 mm = 2 kg/cm² Q: 1 „ = 40 kg f: 1 „ = 0,02 mm

Die Leibungsdrücke nehmen wieder mit zunehmendem b ab, bei unverändertem b aber mit zunehmendem d zu. Die λ_2 sind durchweg rund 3,5-mal so groß wie die λ_1. Betreffend die Möglichkeit einer Überschreitung des zulässigen Leibungsdruckes wird das oben Gesagte bestätigt.

Die d_1 werden im Mittel 20 vH größer als die d_2. Es ist somit mit Vorschlag 2 die nennenswerte Eisenersparnis von $\frac{12^2 - 10^2}{1{,}2^2}$ = rd 30 vH verbunden, obschon die zulässige Bolzenbeanspruchung geringer ist und die Laschenstärke berücksichtigt wird.

Zur weiteren Beurteilung von Vorschlag 2 sollen auch die Bolzen-Formänderungen herangezogen werden.

Zwecks Aufzeichnung der elastischen Linien ergeben sich für beide Berechnungsweisen die Ordinaten für $x = \frac{b}{2}$, $\frac{b}{3}$, $\frac{b}{4}$ und $\frac{b}{8}$ wie folgt:

Die bekannte Gleichung der elastischen Linie für gleichmäßig verteilte Belastung ist

$$y_1 = \frac{Q_1}{E\,J_1} \cdot \frac{b^3}{24}\left(\frac{x}{b} - 2 \cdot \frac{x^3}{b^3} + \frac{x^4}{b^4}\right)$$

Es ergibt sich somit nach Vorschlag 1 gemäß Abb. 4:

$$x = \frac{b}{2}; \quad y_1 = \frac{Q_1 b^3}{E J_1} \cdot 0{,}013\,02,$$

$$x = \frac{b}{3}; \quad y_1 = \frac{Q_1 b^3}{E J_1} \cdot 0{,}011\,32,$$

$$x = \frac{b}{4}; \quad y_1 = \frac{Q_1 b^3}{E J_1} \cdot 0{,}009\,28,$$

$$x = \frac{b}{8}; \quad y_1 = \frac{Q_1 b^3}{E J_1} \cdot 0{,}005\,14,$$

Die Beizahlen sind in Abb. 4 aufgetragen.

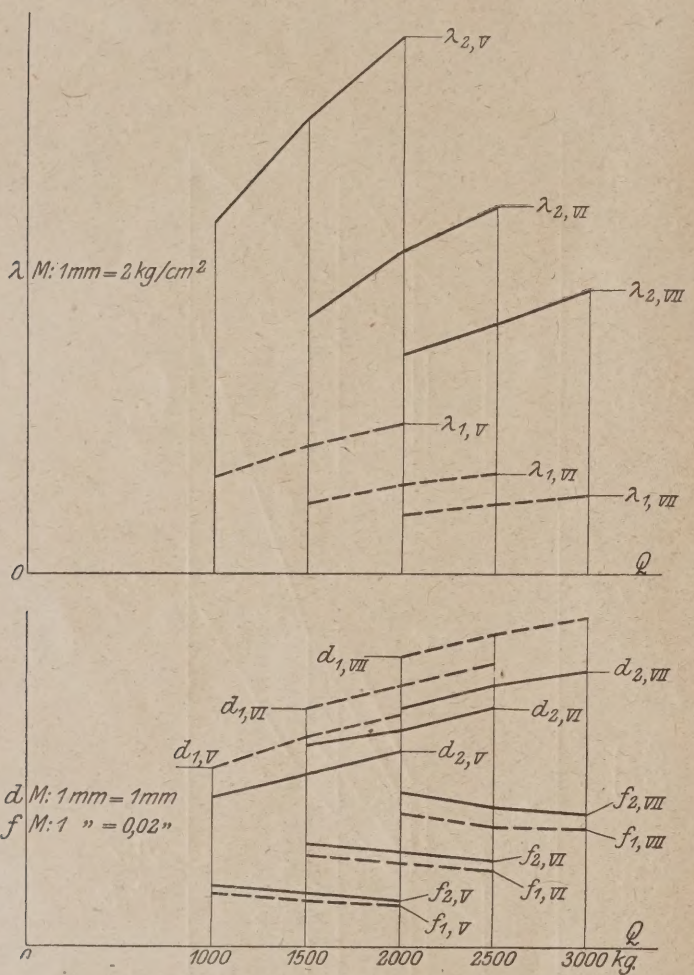


Abb. 12.

Verschiedenen b, δ und Q entsprechende d, λ und f

Fall V: b = 16,0 cm; δ = 0,8 cm
„ VI: b = 24,0 „ ; δ = 1,2 „
„ VII: b = 32,0 „ ; δ = 1,6 „

Für Vorschlag 2 entsprechend Abb. 6 ergab sich bei Vernachlässigung der Laschenstärke:

$$M_2 = Q_2\left(\frac{x}{2} - \frac{3}{2} \cdot \frac{x^2}{b} + \frac{4}{3} \cdot \frac{x^3}{b^2}\right)$$

Für die Gleichung der entsprechenden elastischen Linie ergibt sich:

$$y_2 = -\frac{Q_2}{E\,J_2}\left(\frac{1}{12}\,x^3 - \frac{1}{8} \cdot \frac{x^4}{b} + \frac{1}{15} \cdot \frac{x^5}{b^2} + C_1 x + C_2\right)$$

Für $x = 0$ wird $y_2 = 0$ und somit auch $C_2 = 0$

Für $x = \frac{b}{2}$ wird $\frac{d\,y_2}{d\,x} = 0$, somit $C_1 = -\frac{b^2}{48}$, sodaß die Gleichung der gesuchten Linie wird:

$$y_2 = \frac{Q_2}{E\,J_2}\left(\frac{b^2}{48}\,x - \frac{1}{12}\,x^3 + \frac{1}{8} \cdot \frac{x^4}{b} - \frac{1}{15} \cdot \frac{x^5}{b^2}\right)$$

Es ergeben sich die Zahlenwerte:

$$x = \frac{b}{2}; \quad y_2 = \frac{Q_2 b^3}{E J_2} \cdot 0{,}005\,73,$$

$$x = \frac{b}{3}; \quad y_2 = \frac{Q_2 b^3}{E J_2} \cdot 0{,}005\,13,$$

$$x = \frac{b}{4}; \quad y_2 = \frac{Q_2 b^3}{E J_2} \cdot 0{,}004\,33,$$

$$x = \frac{b}{8}; \quad y_2 = \frac{Q_2 b^3}{E J_2} \cdot 0{,}002\,47.$$

Die Beizahlen sind in Abb. 6 als f-Linie aufgetragen. Die Linie zeigt, daß die Durchbiegung in der Mitte des Bolzens am größten wird, daß sie keine Wendepunkte aufweist, somit ein Zurückbiegen des Bolzens durch die mittlere Gegenbelastung noch nicht auftritt.

Drückt man die größten Durchbiegungen in Abhängigkeit von der auftretenden Beanspruchung aus, so erhält man:

$$f_1 = \frac{5}{24} \cdot \frac{k_{b_1}}{E} \cdot \frac{l^2}{k_1} = \frac{5}{24} \cdot \frac{1400}{2\,150\,000} \cdot \frac{b^2}{d_1} = \frac{b^2}{d_1} \cdot 0{,}000\,135\,7$$

und $$f_2 = \frac{40}{174} \cdot \frac{k_{b_2}}{E} \cdot \frac{l^2}{k_2} = \frac{40}{174} \cdot \frac{1200}{2\,150\,000} \cdot \frac{b^2}{d_2} = \frac{b^2}{d_2} \cdot 0{,}000\,128\,3$$

Hierbei sind die dem in rd ¼ b auftretenden größten Moment entsprechenden Zahlenwerte 40 = 2 . 20 und 1200 eingesetzt. Streng genommen hätten gesetzt werden müssen: $48 = 24 \,.\, 2$ und $1200 \,.\, \frac{20}{24}$. Das Produkt ist aber in beiden Fällen dasselbe: $40 \,.\, 1200 = \frac{48 \,.\, 20}{24} \,.\, 1200$.

Im übrigen zeigt sich, daß für gleiche b und d die den beiden Vorschlägen entsprechenden Durchbiegungen nur wenig voneinander abweichen. Nach Vorschlag 2 werden sie 5,4 vH geringer als nach Vorschlag 1. Weitere Vergleiche gestatten die mit den vorstehenden Gleichungen für f_1 und f_2 ermittelten und in die Zahlentafel 2 aufgenommenen beispielsweisen Zahlenwerte. Daß die f_2 kleiner werden als die f_1, obschon die Q_2 größer sind als die Q_1, kommt daher, daß die Verteilungsweise von Q_2 entsprechend Abb. 6 eine weit günstigere ist, als die von Q_1 entsprechend Abb. 4.

Für gleiche b und Q, aber ungleiche d, ergeben sich die auf Zahlentafel 3 ersichtlichen Zahlenwerte von f_1 und f_2. Hier liegen die Verhältnisse anders. Es überwiegt der Einfluß der Bolzenstärke. Nach Vorschlag 2 ergeben sich kleinere d und die Durchbiegungen f_2 werden trotz günstigerer Lastverteilung rd 12 vH größer als die f_1.

Die den Zahlentafeln 2 und 3 entsprechenden f_1- und f_2-Linien sind auf den Abb. 9 bis 12 dargestellt. Bei den einzelnen Linienzügen nehmen die f mit zunehmendem d durchweg ab.

Zur weiteren Beurteilung der elastischen Linien mögen noch die Krümmungshalbmesser ϱ in Mitte Bolzen und die Tangentenneigungswinkel φ an den Auflagern untersucht werden. Auch hierbei wurden für den Vorschlag 2 die Laschenstärken vernachlässigt.

Es ist $$\varrho = \frac{E\,J}{M}$$

$$M_2 = \frac{Q_2 b}{24}; \qquad M_1 = \frac{Q_1 b}{8},$$

$$Q_2 = \frac{40\,J_2\,k_{b_2}}{d_2\,b}; \qquad Q_1 = \frac{16\,J_1\,k_{b_1}}{d_1\,b},$$

$$M_2 = \frac{5}{3} \cdot \frac{J_2}{d_2}\,k_{b_2}; \qquad M_1 = 2 \cdot \frac{J_1}{d_1}\,k_{b_1},$$

$$\varrho_2 = \frac{3}{5} \cdot \frac{E}{k_{b_2}}\,d_2 \qquad \varrho_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{E}{k_{b_1}}\,d_1.$$

somit wird $\varrho_2 = \frac{3 \cdot 2\,150\,000}{5 \cdot 1\,200} d_2 = 1\,075\, d_2$,

$$\varrho_1 = \frac{2\,150\,000}{2 \cdot 1\,400} d_1 = 768\, d_1.$$

Es werden somit die Krümmungshalbmesser ϱ_2 für gleiche d 40 vH größer als die Halbmesser ϱ_1, d. h. die Krümmung wird nach Vorschlag 2 40 vH geringer als nach Vorschlag 1.

Auf Zahlentafel 3 wurden die d_1 im Mittel 20 vH größer als die d_2, so daß

$$\varrho_2 = 1\,075\, d_2,$$

$$\varrho_1 = 768 \cdot 1{,}20\, d_2 = 922\, d_2.$$

Für verschiedene d werden somit die ϱ_2 im Mittel zwar nur 17 vH größer als die ϱ_1; immerhin wird aber die Krümmung nach Vorschlag 2 immer noch wesentlich geringer. Ursache ist der in Bolzenmitte auftretende Gegendruck. Vergl. die ϱ-Linien auf Abb. 13.

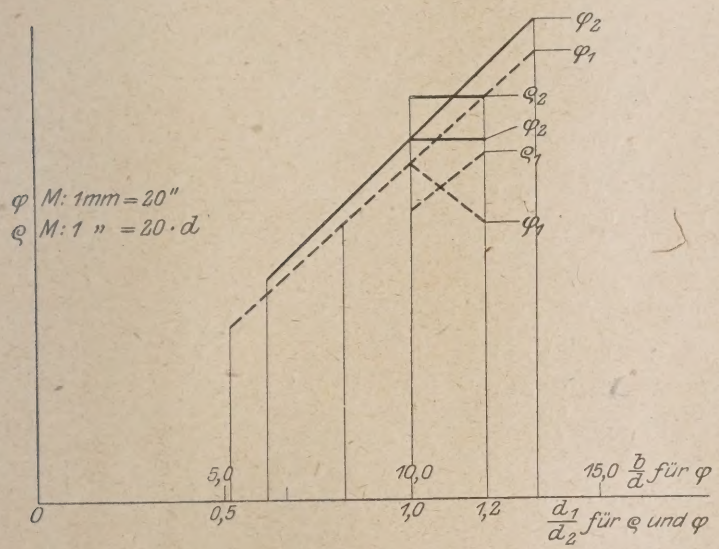


Abb. 13.

Verschiedenen $\frac{b}{d}$ entsprechende φ

" $\frac{d_1}{d_2}$ entsprechende ϱ und φ

Die Neigungen der Tangenten der elastischen Linien am Auflager ergeben sich wie folgt:

$$\frac{d y_2}{d x} = \frac{Q_2}{E J_2}\left(\frac{b^2}{48} - \frac{1}{4} x^2 + \frac{1}{2} \cdot \frac{x^3}{b} - \frac{1}{3} \cdot \frac{x^4}{b^2}\right);$$

für $x = 0$ wird

$$\operatorname{tg} \varphi_2 = \frac{Q_2}{E J_2} \cdot \frac{b^2}{48} = \frac{b^2}{E \cdot 48} \cdot \frac{40\, k_{b_2}}{d_2 b} = \frac{b}{d_2} \cdot 0{,}000\,465\,1$$

und $$\frac{d y_1}{d x} = \frac{Q_1}{E J_1} \cdot \frac{b^3}{24}\left(\frac{1}{b} - \frac{6 x^2}{b^3} + \frac{4 x^3}{b^4}\right);$$

für $x = 0$ wird

$$\operatorname{tg} \varphi_1 = \frac{Q_1}{E J_1} \cdot \frac{b^2}{24} = \frac{b^2}{E \cdot 24} \cdot \frac{16\, k_{b_1}}{d_1 b} = \frac{b}{d_1} \cdot 0{,}000\,434\,1$$

Um vergleichsfähige Zahlenwerte zu erhalten, wird auf die Zahlentafeln 2 und 3 zurückgegriffen.

Für gleiche d hat man nach Zahlentafel 2:

$$\frac{b}{d_{2\,\min}} = \frac{b}{d_{1\,\min}} = \frac{20{,}0}{3{,}0} = 6{,}67,$$

$$\frac{b}{d_{2\,\max}} = \frac{b}{d_{1\,\max}} = \frac{32{,}0}{2{,}4} = 13{,}33,$$

Für verschiedene d hat man nach Zahlentafel 3:

$$\frac{b}{d_{2\min}} = \frac{16{,}0}{2{,}6} = 6{,}15: \qquad \frac{b}{d_{1\min}} = \frac{16{,}0}{3{,}1} = 5{,}16,$$

$$\frac{b}{d_{2\max}} = \frac{32{,}0}{3{,}2} = 10{,}00: \qquad \frac{b}{d_{1\max}} = \frac{32{,}0}{3{,}9} = 8{,}21.$$

Die beiden Fällen entsprechenden Neigungswinkel sind in Zahlentafel 4 aufgeführt.

Zahlentafel 4.

	gleiche d		verschiedene d			
$\frac{b}{d}$	6,67	13,33	6,15	5,16	10,00	8,21
φ_2	0° 10′ 40″	0° 21′ 19″	0° 9′ 50″		0° 15′ 59″	
φ_1	0° 9′ 57″	0° 19′ 53″		0° 7′ 42″		0° 12′ 16″

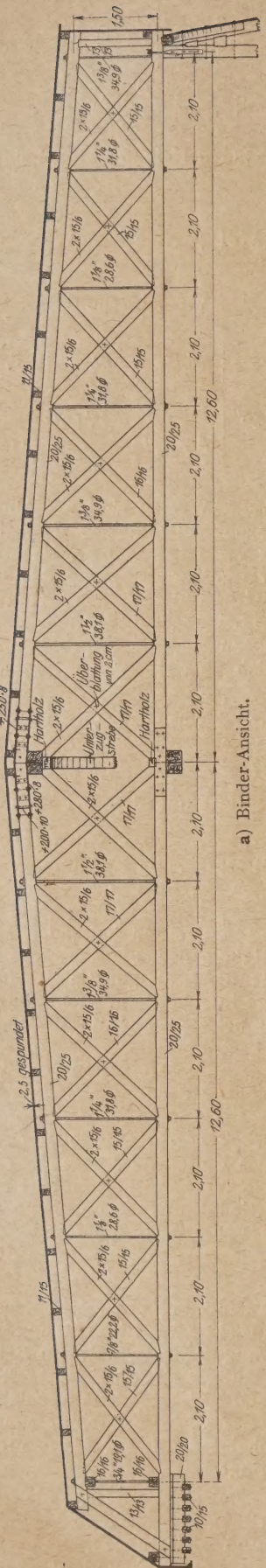
Entsprechend den erhaltenen φ-Werten sind auf Abb. 13 φ-Linien in Sekunden aufgetragen. Für gleiche d wird φ_2 rd 7 vH größer als φ_1 und für verschiedene bzw. im Mittel 20 vH größere d_1 wird φ_2 rd 30 vH größer als φ_1, wie auch noch weitere Nebenrechnungen auf Grund der Zahlentafel 3 ergaben. Infolgedessen werden die Leibungskantenpressungen λ_2 größer als die λ_1. Vergl. diesbezüglich die Ergebnisse von Zahlentafel 3, wonach die λ_2 sich aber noch in erträglichen Grenzen halten.

Bei Untersuchung der f, ϱ und φ wurde zur Vereinfachung der Rechnung die Laschenstärke vernachlässigt. Welche Folgen hat diese Vereinfachung?

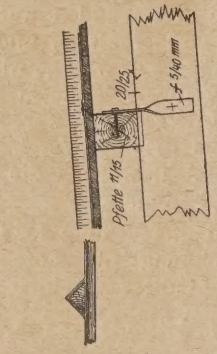
Da in Mitte Bolzen M_2 für $\delta = \frac{b}{20}$ um rd 30 vH zunimmt, somit d_2 um rd 9 vH, werden die ϱ_2 noch um den gleichen Betrag größer als oben ermittelt wurde, die Krümmung wird somit noch geringer. Dagegen werden die φ_2 etwas größer werden, desgleichen die f_2. Jenes erregt keine Bedenken, weil die sich in zulässigen Grenzen haltenden λ_2 in Zahlentafel 3 mit Berücksichtigung der Flanschstärke ermittelt wurden, dieses weil für die f_2 als günstig angeführt werden kann, daß bei Vorschlag 2 infolge des mittleren oberen Zumtragenkommens des Bolzens bei einer allerdings größeren Verschiebung der Bolzenenden gegenüber der Bolzenscheiteltangente gleichzeitig eine entgegengesetzt gerichtete Verschiebung dieser Tangente gegenüber der Lochachse erfolgt, so daß eine dem Verhältnis der Leibungsformänderungen infolge unterem und oberem Druck entsprechende Rückverminderung der Durchbiegung des Bolzenendes gegenüber der Lochachse und damit auch der Kantenpressung eintritt bzw. diese Pressung nicht in proportionalen Zusammenhang mit den f_2 gesetzt werden kann. Für die f_1 kann eine entsprechende Entlastung gemäß der Belastungsannahme nicht geltend gemacht werden.

Einstweilen, d. h. bis zur Ausführung von erschöpfenden Belastungsversuchen, kann man sich für die Klärung der Frage von theoretischen Erörterungen keinen weiteren Erfolg versprechen; doch kann als vorläufiges Ergebnis festgestellt werden, daß Vorschlag 2 sinnfälliger ist als Vorschlag 1, daß er genügende Sicherheit bezüglich Kantenpressungen und Formänderungen zu bieten scheint und daß er eine nennenswerte Eisenersparnis mit sich bringt.

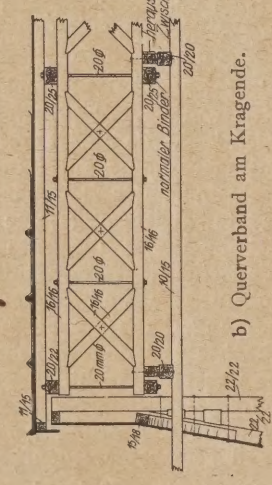
Ein der Praxis entnommenes Beispiel betreffend die Konstruktion und Spannkraftsermittlung eines Kragbinders mit ungewöhnlichen Abmessungen und Belastungen, und zwar eines Dachbinders mit rd 12,6 m Rückarm- und rd 12,6 m Kragarmlänge, wie sie bei der sogenannten Einheits-Flugzeug-



a) Binder-Ansicht.



c) Pfetten- und Dachhautbefestigung für Innendruck.



b) Querverband am Kragende.

Abb. 14a—c. Kragbinder-Konstruktion.

halle[19]) der Marine vorgesehen waren, möge die Ausführungen beschließen. Vergl. Abb. 14a—c. Die konstruktive Durchbildung stammt von dem Spezialbaugeschäft Carl Tuchscherer in Breslau II.[20]) Die statische Berechnung wurde nach den oben gegebenen allgemeinen Gesichtspunkten durchgeführt. Die Binderanordnung ist an sich unwirtschaftlich, war aber mit Rücksicht darauf vorgeschrieben worden, daß sich in der Torwand und im vorderen Hallenteil keine Stützen befinden sollten. Wegen schneller Lieferung und Versetzbarkeit der Halle empfahl sich eine Konstruktion in Holz. Die Firma ist der gestellten Aufgabe trotz ihrer großen Schwierigkeiten gerecht geworden. Die Lösung kann als ein gutes Beispiel für die Leistungsfähigkeit neuzeitiger Holzbauweisen bezeichnet werden.

Für die Berechnung der Binder waren folgende Belastungen maßgebend:

a) Gewicht des Kiefernholzes 700 kg/m³.

b) Volle Schneelast von 75 kg/m² über beiden Binderarmen oder halbe Schneelast von 0,5 . 75 kg/m² über dem einen bei gleichzeitiger voller Schneelast über dem anderen Arm.[21])

c) Äußerer wagerecht wirkender Winddruck von 175 kg/m².

d) Innerer senkrecht zur belasteten Fläche wirkender Winddruck von 120 kg/m². [17]) [19])

Die äußeren und inneren Kräfte wurden getrennt ermittelt und erst dann zu Summengrenzwerten zusammengefaßt. Als solche kamen in Frage:

I. $\sigma_g + s$ oder $\sigma_g + w$ oder σ_w allein

mit einer zulässigen Beanspruchung des Kiefernholzes von

100 kg/cm² für Zug und Biegung
60 „ „ Druck ∥ Faser
10 „ „ Abscheren ∥ „
30 „ „ „ ⊥ „

erforderlicher Knicksicherheit[22]) nach Euler 8-fach, „ „ „ Tetmajer 6-fach } E = 100 000 kg/cm²

und einer Beanspruchung des Eisens
ohne Vorspannung 1200 kg/cm²
mit „ 800 „

II. $\sigma_g + s + w$

mit einer zulässigen Beanspruchung des Kiefernholzes von

150 kg/cm² für Zug und Biegung
90 „ „ Druck ∥ Faser
15 „ „ Abscheren ∥ „
45 „ „ „ ⊥ „

---

[19]) Vergl. Gesteschi, Seite 196—204. Daselbst ist eine anderweitige Konstruktion und Berechnung der gleichen Binderart gegeben. Gesteschi bezeichnet auf Seite 196 die Zahl der 25 m langen Kragbinder als von ihm stammend. Das ist in dieser Form nicht zutreffend. Binder- und Unterzuganordnung waren mit den Hauptabmessungen in den gestellten Bedingungen von vornherein mit der Forderung einer stützenfreien Torwand und weitzurückliegender Stützen gegeben. Bezüglich der Berechnung gibt Gesteschi zwar an, daß ein lotrechter innerer Winddruck von 120 kg/m² zu berücksichtigen war; auf welche Weise dies geschah ist aber nicht ersichtlich und wird auch nicht erläutert. Vielmehr wird nur gesagt, der Einfluß des Winddruckes von unten sei besonders untersucht worden.

Das auf Seite 64 über die Größe des Winddruckes Gesagte trifft in der dargestellten Weise nicht ganz zu, kann auch noch nicht als endgültig betrachtet werden. Jedoch wird künftighin beim Bau von Luftschiff- und Flugzeughallen an der Berücksichtigung einer einem inneren Druck gleichkommenden Windwirkung festzuhalten sein. Vergl. auch Anm. 17.

[20]) Die in „Der Holzbau“ 1020, S. 17 u. f. beschriebene „Ringdübel“-Konstruktion der Firma kam damals infolge der außergewöhnlichen Größe der Strebenkräfte noch nicht in Frage.

[21]) Es erschien selbst für ungewöhnliche Windverhältnisse unwahrscheinlich, daß der eine Arm volle und der andere gar keine Schneelast erhält.

erforderlicher Knicksicherheit[22]) nach Euler 6-fach
„ „ „ Tetmayer 4-fach
} E = 100 000 kg/cm²

und einer Beanspruchung des Eisens
ohne Vorspannung 1400 kg/cm²
mit „ 1000 „

schlossen. In der Mitte ruhten die Binder auf 18,60 m weit gespannten Unterzügen. Der Firstknotenpunkt des Bin[illegible]ers wurde von Druckstreben des Unterzuges mittelbar gestützt. Um verschiedenartigen Durchbiegungen der Binderkragenden entgegenzuwirken, erhielten diese einen parallelgurtigen Querverband mit Andreaskreuzen. Um gegenüber etwaigen trotzdem auf-

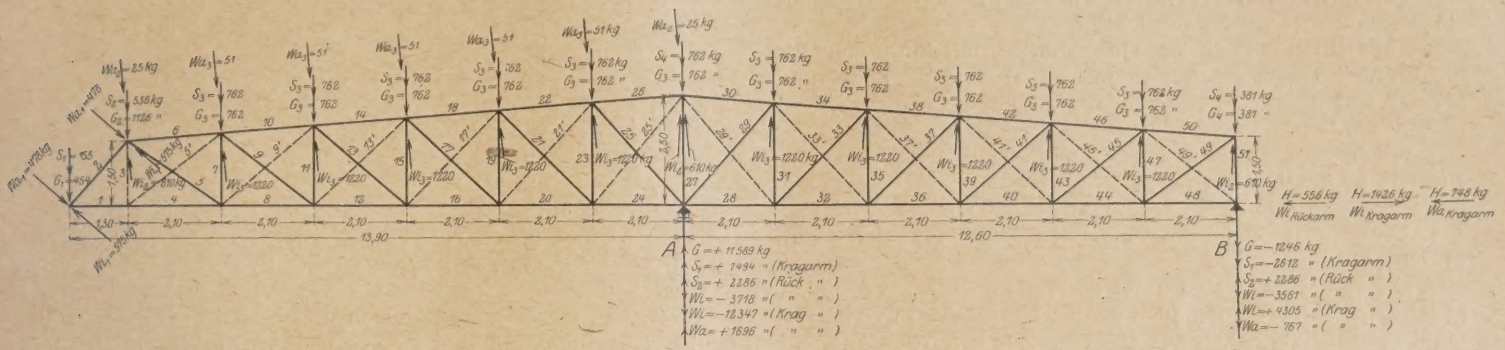
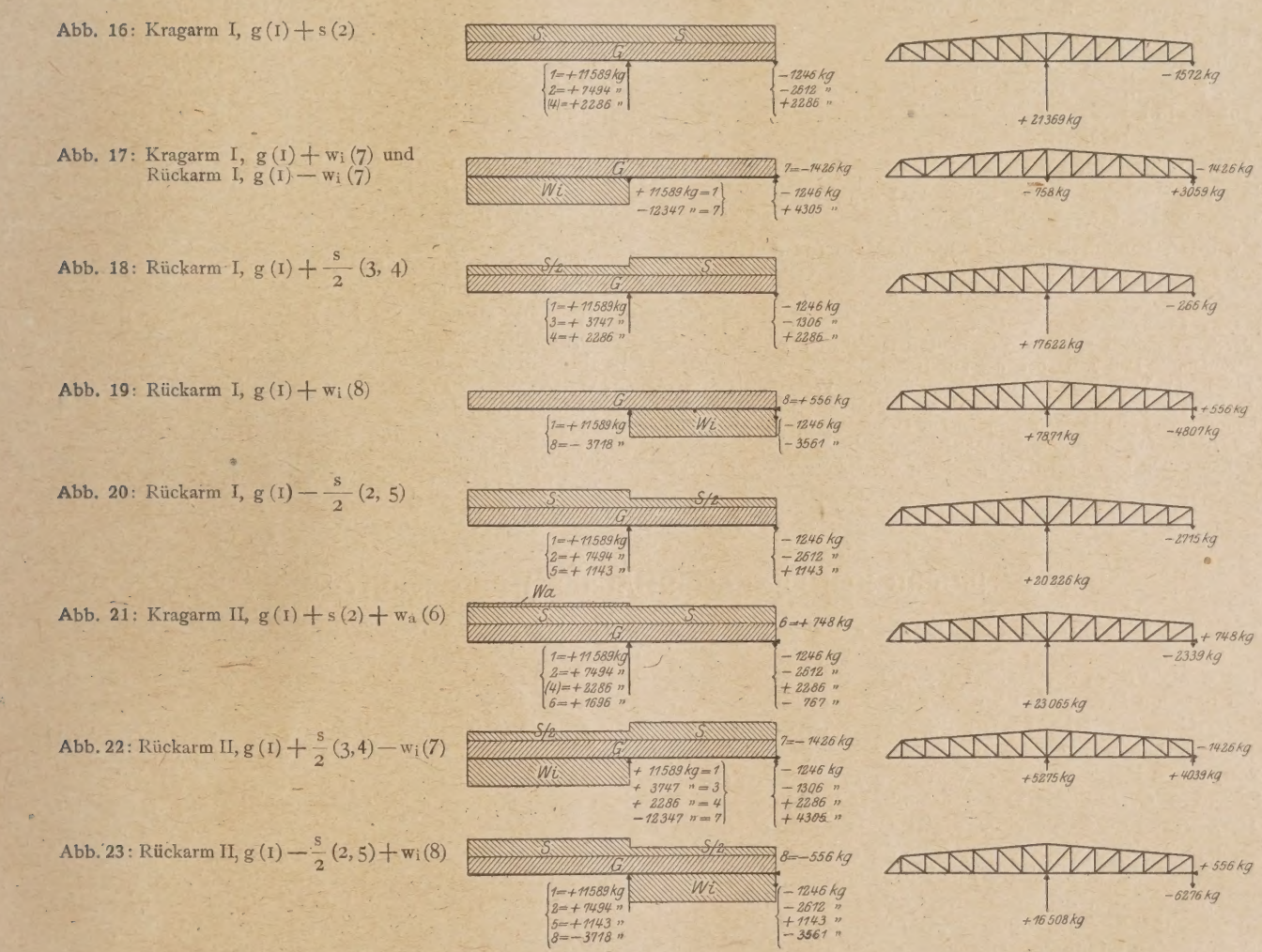


Abb. 15. System, Knotenpunktsbelastungen und Auflagerkräfte des Kragbinders.



a) Belastungen. b) Tragende Strebenzüge.

Abb. 16a—23b. Belastungsgrenzfälle des Kragbinders.

Die Form der Binder ist aus Abb. 14 u. 15 ersichtlich. Der Binderabstand betrug 4,83 m. Das Ende des Rückarmes war auf eingespannten Wandböcken mit einer zug- und druckfesten Spannungsverbindung entsprechend Abb. 1a angetretenden Ungleichmäßigkeiten der Formänderungen einen glatten Gang der Tore zu sichern, wurden die wagerecht auszurichtenden oberen Torführungsträger unter Einschaltung nachstellbarer Holzzwischenlagen befestigt. Zur Verminderung der Binderformänderungen im allgemeinen bzw. um ein Einfressen der Streben in den Gurtungen und gedrückter Gurthölzer ineinander zu vermeiden, wurden von der Firma

[22]) Nach den „Neuen preußischen Vorschriften", vergl. Anm. 8, wird eine 7—10fache Sicherheit nach Euler verlangt, erstere „aber nur für Bauten zu vorübergehenden Zwecken".

bei allen Hirnholzdruckflächen dünne Blechzwischenlagen angeordnet. Die geringe Systembeanspruchung der Zugpfosten[23]) entspricht den oben entwickelten Gesichtspunkten. Der Obergurtstoß am Firstknotenpunkt wurde durch allseitige eiserne Laschen mit eisernen Dübeln bewerkstelligt. Die auftretende Druckkraft ist gering.

Versatz- und Bohrverluste wurden in Zug- und Druckstäben zahlenmäßig berücksichtigt.

Auf Einzelheiten der Querschnittsermittlung soll hier nicht näher eingegangen werden, zumal diesbezüglich grundsätzlich auf die Arbeiten von Laskus und Gesteschi[4]) verwiesen werden kann.

Wenn man von der bei Berechnung der Schalung und Pfetten berücksichtigten wandernden Einzellast von 100 kg ihres geringen Einflusses wegen absieht, so ergeben sich die aus Abb. 16a—23b ersichtlichen Belastungsfälle für 2 Belastungsstufen: I und II.

Die Belastungen sind unter der vereinfachenden Annahme gleichmäßiger Verteilung auch an den Kragenden in verhältnismäßiger Maßstäblichkeit aufgetragen. Zur Ermittlung der entsprechenden Spannkräfte sind auf Abb. 15 die genauen Knotenpunktslasten auch an den Kragenden eingetragen und folgende 6 Einzelfälle graphisch untersucht worden:

Ständige Last,
volle Schneelast Kragarm,
„ „ Rückarm,
Innenwind Kragarm,
„ Rückarm,
Außenwind Kragarm.

Die Kräfte infolge halber Schneelast ergaben sich als die Hälften der Werte infolge voller Schneelast.

Es wurden zunächst nur die Spannkräfte für das infolge ständiger Last zum Tragen kommende Hauptsystem ermittelt.

[23]) Eine Überbeanspruchung der eisernen Zugpfosten bezw. Hängestangen durch zu starken Mutternanzug muß unter allen Umständen vermieden werden. Daß z. B. bei der mit Howe-Trägern ausgestatteten Straßenbrücke in Warschau (vergl. Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1917, S. 585 u. f.) die Hängestangen nicht so stark angespannt werden konnten, daß alle Streben ausreichend Druck bekamen, kann bei sorgfältiger Ablängung und Knotenpunktslagerung derselben nur auf zu schwache Bemessung bezw. Überbeanspruchung der Hängestangen bis zur Fließgrenze zurückgeführt werden.

Dann wurde untersucht, ob die Druckspannkraft einer Hauptstrebe infolge ständiger Last durch eine Zugkraft infolge einer oder mehrerer hinzukommender weiterer Belastungen überwunden wird, so daß die entsprechende Gegen- bzw. Nebenstrebe in Tätigkeit treten muß. So ergaben sich die auf den Abb. 16b—23b rechts dargestellten tragenden Strebenzüge bzw. Netze. An Hand derselben wurden für jeden einzelnen Belastungsfall nur die für die Spannkraftsgrenzwerte benötigten Kräfte ermittelt.

Aus Abb. 16b—23b ist ersichtlich, daß die Gegenstreben 5′, 29′, 33′ und 37′ nicht in Wirksamkeit traten. Wenn nun auch die Strebe 5′ keine Systemspannkraft erfuhr, so erscheint sie doch insofern nicht entbehrlich, als der Stab 7 in Abb. 17b keine Druckbelastung infolge ständiger Last aufnehmen kann, so daß die über dem Stabe angreifende Last von den Streben 5′ und 9 aufgenommen werden muß. Wenn weiter die Streben 29′, 33′ und 37′ als reine Systemstäbe entbehrt werden könnten, so erscheint ihr Einbau doch zweckmäßig, um einseitige Gurtformänderungen und Inanspruchnahmen an denjenigen Knotenpunkten zu vermeiden, wo der Verlauf der Gegenstreben sonst tot geendigt haben würde.

Zusammenfassung.

Es werden vom Verfasser während einer behördlichen Kriegsbautätigkeit gemachte Erfahrungen allgemeiner Art mit freitragenden Holzkonstruktionen mitgeteilt. Dabei wird auf Neuerscheinungen auf dem Büchermarkte Bezug genommen und werden zur relativen Beleuchtung von Holzbaufragen Streiflichter auf den Eisenbeton- und namentlich den Eisenhochbau geworfen. Die Notwendigkeit der Ausbildung von Spannungsverbindungen bei wechselnden Kraftrichtungen wird betont.

Für die Berechnung eiserner Bolzen für Holzstablaschungen und -anschlüsse wird unter eingehender vergleichender rechnerischer Behandlung von Bolzen-Biegungs- und -Leibungsbeanspruchungen, - Formänderungen und -Tragfähigkeiten ein sinnfälliger und eisenersparender neuer Vorschlag gemacht. Zur weiteren Klärung der Frage wird die Vornahme umfassender Versuche empfohlen.

Als Beleg dafür, daß der neuzeitliche Holzbau auch ungewöhnlich schwierigen konstruktiven Aufgaben gewachsen ist, wurde eine Auslegerbinder-Konstruktion gewählt.

NEUERE KOHLENLAGERHÄUSER IN EISENBETON.

Auszug aus dem Vortrag von Jos. Rank, München, auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins zu Berlin.

Von einigen nach der Bauart Gebr. Rank, München ausgeführten neueren Bauwerken wurde zunächst ein Neubau im städtischen Gaswerk Elberfeld, ausgeführt in den Jahren 1913/14, besprochen. Das dortige Gaswerk hatte vor dem Jahre 1907 einen Kohlenschuppen von etwa 70 m Länge, daran anschließend 2 Ofenhäuser mit Horizontalretortenöfen. Im Jahre 1907 wurde an Stelle eines dieser Ofenhäuser ein neues mit Dessauer Vertikalöfen erstellt, und da der Gasverbrauch sich weiter steigerte, ging man im Jahre 1913 an eine nochmalige Erweiterung der Anlage, die aus einem Silo in Eisenbeton mit schrägen Taschen bestand und einem in unmittelbarer Verbindung stehenden Ofenhaus. Die Neuanlage entstand auf der Grundfläche der alten Anlage; die neuen Ofenhäuser haben die 4-fache Leistung der alten, und auch das Kohlenlager vermag etwa das 4-fache von dem früheren zu fassen. Der jetzige Inhalt beträgt etwa 11 000 Tonnen.

Dieser Bau in Elberfeld ist ein lehrreiches Beispiel dafür, wie nach der Rank'schen Bauart große Kohlenmengen auf kleiner Grundfläche gelagert werden können und gleichzeitig alle denkbaren Vorsichtsmaßnahmen zur Verhütung von Selbstentzündung der Kohle getroffen sind. Es wurden auch einige Neuerungen in der Ausführung vorgeführt, u. a. das Versetzen vorher zusammengestellter Schalungsteile durch Drehkrane.

Ein weiteres Bauwerk, das beschrieben wurde, ist ein Kohlensilo mit eingebautem Ofenhaus für das Gaswerk Sevilla in Spanien. Der Silo zeigt auch die Rank'sche Bauart der schrägen übereinanderliegenden Böden und die enge Verbindung mit dem Kesselhaus. Entsprechend den dortigen Verhältnissen mußte bei sämtlichen Bauwerken auf gute Lüftung größter Wert gelegt werden. Auch hier wurden einige Einzelheiten der Bauausführung vorgeführt.

Es wurde sodann eine Anlage auf dem Betriebsbahnhof Köln-Gereon besprochen, wo täglich etwa 300 Lokomotiven mit Brennstoffen, Wasser und Sand zu versorgen sind. Wegen Raummangel war es nicht möglich, an dieser Stelle ein größeres Lager zu halten, es wurde vielmehr ein solches weiter draußen in einer Entfernung von etwa 2 km errichtet und die hier erstellte Anlage jeweils durch eine Drahtseilbahn versorgt. Das Gebäude enthält einen Kohlensilo nach Rank'scher Bauart, einen Wasserbehälter für 11 000 cbm Betriebswasser und ein Brikettlager für etwa 2000 Tonnen. Die Lokomotiven können mit all diesen Stoffen auf einfachster Weise versorgt werden.

Ein Neubau für das städtische Gaswerk Ludwigsburg gibt ein weiteres Beispiel für die Vorteile der Rank'schen Bauart des Kohlensilos mit eingebautem Ofenhaus. Was hier besonders bemerkenswert ist, ist die Lüftung, die durch die eigenartige Form des Daches bewirkt wird. Dieses ist auf die ganze Länge als Schlot ausgebildet, der dem beim Beschicken entstehenden Qualm sofort Abzug verschafft.

Das nächste Bauwerk, das beschrieben wurde, war ein Kohlensilo nach Rank'scher Bauart für das Gaswerk Pforzheim. Der Silo hat gleichzeitig Elektrizitäts- und Wasserwerk zu versorgen. Bei Besprechung dieses Baues wurden verschiedene durch die Firma Gebr. Rank weiter ausgebildete Bauweisen geschildert, u. a. das Gießen des Betons, bei dem der Beton von der hochliegenden Mischmaschine aus der Verwendungsstelle in Rinnen zugeführt wird, ferner in einer ganzen Reihe von Bildern das Versetzen von Schalungsstücken für Trichter, Siloböden u. dergl. in ganzen, vorher hergestellten Teilen.

Als letzter und größter Bau dieser Art wurde ein Silo für das Gaswerk Posen beschrieben, der in den Jahren 1915/1917 entstand. Mit einem Inhalt von etwa 18 000 Tonnen ist er an sich schon einer der größten dieser Art. Durch die eigenartige Stellung des Kohlenlagers über den Öfen werden die Abmessungen noch bedeutend gesteigert. Die erwähnte Anordnung war hier notwendig, weil der zur Verfügung stehende Platz für eine Stellung des Ofenhauses neben dem Silo nicht genügt hatte. Auch hierbei wurde über Baueinrichtungen verschiedenes mitgeteilt und schließlich wurden einige Bilder des Äußeren des gewaltigen Bauwerkes gezeigt, das in seinen ganzen Verhältnissen vorzüglich gelungen ist und als gutes Beispiel dafür hingestellt werden kann, wie der Eisenbeton auch architektonisch gut wirkt.

NEUE ERFAHRUNGEN AUF DEM GEBIETE DES STRASSENBAUES IN DEN VEREINIGTEN STAATEN VON NORDAMERIKA.

Die amerikanische Zeitschrift „Engineering News-Record" bringt in den Aprilnummern des laufenden Jahrgangs die Beschreibung einiger neueren Straßenbauten in Amerika, die in ihrer mustergültigen Ausführung manches Beachtenswerte bieten. Einige Mitteilungen der Zeitschrift mögen hier wiedergegeben sein.

Beim Bau eines in den Catskillbergen gelegenen neuen Trinkwasserreservoirs der Stadt NewYork machte sich die Verlegung von 60—70 km Landstraßen notwendig. Die neuen Straßen führen durch sehr gebirgiges und unwegsames Gelände, so daß beträchtliche Schwierigkeiten bei Herstellung derselben zu überwinden waren. In Anbetracht des starken zu erwartenden Ausflugsverkehrs gingen eingehende Erwägungen über die Wahl des Straßenoberbaues voraus. Für kurze, besonders stark beanspruchte Strecken wurde Klinkerpflaster auf Betonbettung gewählt, während der größte Teil der Straßen mit einem Stampfasphaltpflaster versehen wurde. Die Bettung hierfür bestand aus einer Steinpackung, die mindestens 3 Jahre ohne Auffüllung liegen blieb, damit ein endgültiges Setzen derselben gewährleistet sei und gleichzeitig Gelegenheit geboten sei, die Schwankungen des Grundwasserspiegels und die Eindringungstiefe des Frostes zu beobachten. Die Untergrundverhältnisse waren ungünstig, denn der Boden besteht dort zumeist aus schwerem Lehm, der imstande ist, große Mengen Wasser aufzunehmen, bis er schließlich in schlammartigen Zustand übergeht. Die Unterschiede der in der Gegend vorkommenden Temperaturen sind sehr groß, sie schwanken zwischen — 30° und + 40° C, entsprechend den tiefen Kältegraden ist auch die Eindringungstiefe des Frostes sehr groß, sie beträgt bis zu 1,50 m, so daß die Straßen sehr ungünstigen klimatischen Verhältnissen ausgesetzt sind. Zur Behebung des ungünstigen Einflusses des Grundwassers wurde eine sehr sorgfältige Drainage durchgeführt. Besonders gefährdete Stellen wurden mit einer besonderen, 20 cm starken, zur Drainage dienenden Steinpackung versehen, worauf dann erst die eigentliche 15 cm starke Bettung kam. Der gewachsene Boden wurde vor Aufnahme der Steinpackung sorgfältig ausgeglichen und gewalzt, sodann wurden die größten vorhandenen Bruchsteine so gut auf den Untergrund verlegt, daß sie satt auflagen und kein Kippen oder Schaukeln derselben möglich war. Sodann kam eine Lage kleinerer Steine zu oberst und eine Schicht Mahlgut von den Steinbrechern, bis eine Höhe von 25 cm erreicht war, die dann durch Festwalzen auf 20 cm gebracht wurde. In ähnlicher Weise wurde die in 2 Lagen aufgebrachte 15 cm starke Bettung hergestellt; auf jede Lage kam zum Schluß eine durch Besen verteilte dünne Schicht trockenen ausgesiebten Sandes, die mit Wasser benetzt und so lange gründlich festgewalzt wurde, bis alle Hohlräume ausgefüllt waren. Der die Straßendecke bildende Stampfasphalt bestand den Gewichtsteilen nach zu $6^1/_4$ vH aus bituminösen Bestandteilen, die Zuschlagstoffe umfaßten Korngrößen von 1,5 bis 5 cm Durchmesser. Vor dem Mischen wurde der Steinsplitt auf etwa 110° C erhitzt, der Asphalt auf 135° bis 150°. Die fertige Mischung wurde sofort an der Verwendungsstelle mit Schaufeln verteilt und auch gleich so lange gewalzt, bis die Walze keine Eindrücke mehr auf der Straßendecke hinterließ und eine Stärke von 5 cm erreicht war. Hierauf wurde nochmals eine dünne Schicht heißer Asphaltmasse aufgebracht, und zwar in einer Menge von 3 bis 4 l/m², dann wurde dieselbe geglättet, zweimal gleichmäßig mit feinem Steinsplitt bestreut und jedesmal gründlich gewalzt. Die für den Unternehmer als Richtlinien dienenden Verdingungsunterlagen waren sehr eingehend abgefaßt und enthielten u. a. die Bedingung, daß keine Asphaltstraßendecke zwischen dem 1. Oktober und 15. Mai hergestellt werden durfte und kein bituminöses Material verarbeitet werden durfte bei einer Lufttemperatur unter 10° C. Die derart hergestellten Straßen haben im Laufe mehrjähriger Beobachtung keine bleibenden Schäden gezeigt. In jedem Frühjahr entstanden zwar Falten in der Oberfläche und Aufkantungen an den Straßenrändern, ab und zu auch Risse, aber sobald der Boden aufgetaut war, glätteten sich die Falten wieder aus und die Risse schlossen sich wieder so vollkommen, daß ihre ursprünglichen Stellen nicht mehr gefunden werden konnten. Nach einem außergewöhnlich kalten und schneearmen Winter zeigte sich, daß viele Sickerdohlen durch die Frostwirkung gesprengt und auch einige unter der Bettung belassene größere Steine aus der gleichen Ursache gehoben worden waren. Die Folge waren Ausbeulungen und Vertiefungen in der Straßendecke sowie Quer- und Längsrisse. Diese Erscheinungen häuften sich an den Übergängen von Auffüllung zum Geländeeinschnitt und machten Ausbesserungen der Straßendecke nötig, jedoch nur in einem Ausmaß von 1,6 vH der gesamten Straßenoberfläche, was sehr für die Güte der Konstruktion spricht. Das Pflaster ist nun seit 6 Jahren in Benutzung und befindet sich trotz starken Verkehrs in ausgezeichnetem Zustand.

Bei jedem Stampfasphaltpflaster ist es von außerordentlicher Wichtigkeit, den zweckentsprechenden Gehalt an bituminöser Substanz zu bestimmen, worauf ein weiterer Aufsatz der genannten Zeitschrift eingeht. Es ist da zunächst die Forderung maßgebend, daß die bituminöse Masse in genügender Menge vorhanden sein muß, um mit einer zusammenhängenden Haut alle Teilchen des Zuschlagstoffes zu umgeben, so daß die Oberfläche der letzteren von wesentlichem Einfluß ist. Es zeigt also eine feinkörnige Mischung, wie man sie beim amerikanischen Sheetasphalt hat, bekanntlich einem künstlichen Gemenge von Asphalt, feingemahlenem Kalkstein und Sand, beträchtliche Unterschiede gegenüber einer grobkörnigen Mischung, wie sie im Asphaltstein auftritt. Eine genaue Untersuchung der Zuschlagstoffe sowie des Gehalts an bituminörse Substanz in beiden Materialien führt im Hinblick auf die Be-

stimmung der erforderlichen Menge an letztern zu keinem einwandfreien Ergebnis, da außerdem von großem Einfluß ist, ob die bituminöse Masse in der Mischung mehr oder weniger dünn- bzw. dickflüssig ist; denn je dünnflüssiger das Material ist, um so feiner kann die bituminöse Haut auf jedem Teilchen des Zuschlagstoffes sein und dabei doch eine zusammenhängende Umhüllung gewährleisten. Schließlich darf auch nicht außer Betracht gelassen werden die Art der Mineralien, aus denen die Zuschlagstoffe bestehen, sowie ihr spez. Gewicht, da ja die meisten Mischungsverhältnisse nach Gewichtsteilen bemessen werden. Der einzig sichere Weg zur Bestimmung des erforderlichen Anteils an Bitumen ist der experimentelle. Sind die Zuschlagstoffe feinkörnig, so daß sie durch ein normales 10-Maschen-Sieb durchgehen, so ist die an anderer Stelle (Richardson, The Modern Asphalt Pavement) beschriebene Schlagprobe anzuwenden. Bei Vorhandensein gröberer Zuschlagstoffe wird folgende Methode empfohlen. Unter Verwendung eines 10-Maschen-Siebes werden diese gröberen Zuschlagstoffe zuerst ausgesondert, dann erhitzt und es wird genügend Asphalt zugesetzt, um alle Teilchen zu umhüllen. Dann wird die Mischung in einer dünnen Schicht auf einem sauberen Bogen Papier ausgebreitet und 30 Minuten lang in einem elektrischen Ofen gleichmäßig erhitzt. Der Überschuß an Asphaltmasse tropft dabei von den Steinen ab, diese bleiben aber noch von einer dünnen Asphalthaut umhüllt. Die Steine werden dann mit einem erwärmten Spatel vom Papier abgestrichen und sodann abgekühlt. Hierauf werden sie gewogen, wobei der Gehalt an Bitumen festgestellt werden kann. Ist der prozentuelle Gehalt an feinkörnigem und grobkörnigem Zuschlagstoff in der Mischung bekannt sowie der für jeden erforderliche Zusatz an bituminöser Substanz, so kann die erforderliche Menge an letzterer für die ganze Mischung leicht berechnet werden. Bei dieser Methode zur Bestimmung des erforderlichen Gehalts an Bitumen für Stampfasphalt werden alle Faktoren berücksichtigt, die dabei von Einfluß sind, nämlich die Oberfläche der Teilchen des Zuschlagstoffs, der Grad der Dünnflüssigkeit der bituminösen Masse, ihre Haftfähigkeit am Zuschlagstoff und das spez. Gewicht des letzteren.

Ein weiterer Aufsatz handelt von Schäden des Holzpflasters, die durch nachträgliche Zusammenziehung der fertig verlegten Holzblöcke und durch Flüssigwerden des Bindemittels in den Fugen entstehen können. Bislang wurde die Ausdehnung der Holzblöcke als Hauptursache später auftretender Schäden angesehen. Es scheint jedoch, daß eine mäßige Ausdehnung sogar günstig wirkt und im Gegenteil eine Zusammenziehung des Materials größere Schäden verursachen kann. Ein solcher Fall ist auf einer neu erbauten Straße in St. Louis aufgetreten. Die Betonbettung war sehr sorgfältig hergestellt; nachdem sie abgebunden hatte, wurde sie mit Pech von etwa 60° C Schmelzpunkt bestrichen und auf die abgekühlte Pechschicht wurden die Holzblöcke ziemlich lose verlegt. Außergewöhnlich war, daß ein Schwitzen der Holzblöcke ausblieb, ferner trat bald eine bemerkenswerte Zusammenziehung derselben auf, schließlich brachte das außergewöhnlich heiße Wetter jenes Sommers das Pech in den Fugen bald wieder zum Schmelzen, so daß die Holzblöcke zum Teil darin schwammen. Es machten sich in der Folge zur Vermeidung solcher Übelstände einige Änderungen in der Konstruktion notwendig. Zunächst wurden die Holzblöcke mit einem schweren Hammer so dicht wie möglich aneinander getrieben, so daß diese selbst bei beträchtlicher Zusammenziehung nicht außer Kontakt kamen. Ferner wurde der Schmelzpunkt des Pechs auf etwa 70° C erhöht. Als weiteres Vorbeugungsmittel wurde schließlich Kalksteinpulver oder feiner Sand über das Pflaster gestreut und dann in die noch nicht ausgegossenen Fugen gefegt, so daß sich in diesen eine etwa ½ cm hohe Staubschicht bildete, die imstande war, das die Unterlage der Holzblöcke bildende Pech von dem später eingebrachten Pech der Fugen zu trennen, sodaß das der Sonnenhitze ausgesetzte und möglicherweise geschmolzene Pech in den Fugen nicht mehr unter die Holzblöcke fließen und diese heben konnte. Werden diese Vorsichtsmaßregeln eingehalten und wird überdies über das neu hergestellte Holzpflaster eine dünne Schicht feuchten Sandes gebreitet, so ist es auch bei größter Hitze möglich, ein einwandfreies Holzpflaster herzustellen. Eingehende Laboratoriumsversuche haben gezeigt, daß man durch entsprechende Behandlung leicht Holzblöcke erhält, die vor ihrer Verwendung schon ihre größtmögliche Ausdehnung erreicht haben, was vor allem erstrebenswert ist und was sich später bestätigt findet durch die Tatsache, daß verlegte und mit feuchtem Sand bedeckte Blöcke sich nicht mehr ausdehnen. Die Erfahrung lehrt, daß es unsinnig ist, die Holzblöcke vor dem Versetzen mit Wasser zu besprengen, wie es häufig empfohlen wird. Die Blöcke, die zwei Tage lang an der Sonne soweit ausgetrocknet wurden, daß sie selbst dann keine Ausdehnung mehr zeigten, wenn sie hernach zwei Tage lang mit Wasser getränkt wurden, wie es der Versuchsanordnung entsprach und wie auch grundsätzlich alle zur Verwendung kommenden Holzblöcke behandelt werden sollten, würden wohl kaum durch leichtes Besprengen wesentlich beeinflußt werden. Es wird immer empfehlenswert sein, Versuche anzustellen, ehe die Holzblöcke verlegt werden, und diese Versuche werden klarlegen, ob Vorbeugungsmaßnahmen gegen Zusammenziehung oder Ausdehnung der Holzblöcke zu ergreifen sind. Eine andere an Holzpflaster gemachte Beobachtung ist das Sinken des Schmelzpunktes des Pechs infolge der Berührung mit dem mit Kreosot behandelten Holzblock. Schäden infolge Ausdehnung der Holzblöcke werden sich bei Verwendung einer weichen Beton- und Pechbettung und Ausfüllung der Fugen mit Bitumen kaum jemals einstellen. Ergeben die angestellten Versuche, daß eine beträchtliche Zusammenziehung der Holzblöcke zu erwarten ist, so ist neben den oben angegebenen Vorbeugungsmaßregeln u. U. noch zum Ausgießen der Fugen statt Pech Asphalt zu verwenden, besonders wenn bei der Ausführung des Pflasters sehr heißes Wetter herrscht.

Dipl.-Ing. P. Knauff.

GESELLSCHAFT VON FREUNDEN DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE AACHEN.

Groß ist die Not der deutschen Hochschulen und Universitäten! Die Mittel, die der Staat für die Ausbildung unserer jungen Akademiker, unserer besten Hoffnung für Deutschlands Wiederaufstieg, gewährt, reichen in keiner Weise aus, um den gesteigerten Anforderungen gerecht zu werden.

In dieser Zeit des Entbehrens begeht die Technische Hochschule Aachen am 24. Oktober 1920 die Feier ihres 50-jährigen Bestehens. Ihr an diesem Tage eine Gabe zu überreichen, die es ihr ermöglicht, ihren Schülern eine den Forderungen der Jetztzeit entsprechende vollwertige Ausbildung zuteil werden zu lassen, vereinten sich zahlreiche industrielle Unternehmungen und führende Männer unseres Geistes- und Wirtschaftslebens zu der Gesellschaft von Freunden der Aachener Hochschule.

Die Gesellschaft wendet sich jetzt an die alten und jungen Studenten, die sich von der Aachener Hochschule ihr wissenschaftliches Rüstzeug für das Leben geholt haben, und an alle, denen das Gedeihen von Wissenschaft und Technik am Herzen liegt, mit der Bitte, Mitglied zu werden, um dadurch die Bestrebungen der Gesellschaft zu unterstützen.

Im besetzten Gebiet, an des Reiches Westmark gelegen, bedarf die Aachener Hochschule in besonderer Weise der Förderung. Es geht um Deutschlands Jugend, Deutschlands Zukunft! Daher darf keiner zurückbleiben, alle müssen helfen, indem sie Mitglied der Gesellschaft werden.

(Anfragen und Anmeldungen sind zu richten an die „Gesellschaft von Freunden der Aachener Hochschule" (Geschäftsstelle des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute), Düsseldorf, Ludendorffstr. 27.)

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet vom Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privat-Dozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Aufgaben der Zement- und Mörtelforschung in Wissenschaft und Technik. Nach einem Vortrage von Dr. Hans Kühl auf der 43. Generalvers. des V. d. Portland-Cement-Fabrikanten in Heidelberg. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 11.

Die künftige Gestaltung der Zementerzeugung. Erörterung wirtschaftlicher Maßnahmen. Baumarkt 1920, Nr. 2.

Traß als Zementsparmittel. Von Hans Sachse. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 92, S. 832 u. 33.

Statik und Festigkeitslehre.

Zeichnerisch-rechnerische Ermittelung der elastischen Linie einer Eisenbahnquerschwelle (nach Foeppl). Ein Beitrag zur näherungsweisen Integration gewöhnlicher Differentialgleichungen. Von Alexander Fischer, Göding, Mähren. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1920, Heft 32/33, S. 226/228.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

Brückenbauten und Landschaft. Zum Neubau der Trisanabrücke. Prof. O. Leixner im Anschluß an die Arbeit von Prof. Ing. Dr. Örley in der Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1920, Heft 28/29, ebenda Heft 32/33. Zuschriften zu der Örleyschen Arbeit 1. von Ing. Dr. Karl Rosenberg und 2. von Prof. Dr. Hartmann in Heft 32/33, S. 230 und 231.

d) Eisenbetonbrücken.

— — — — —

e) Eiserne Brücken.

Die zweite feste Straßenbrücke über den Rhein in Köln. Von W. Dietz, München. Umfangreiche Veröffentlichung. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 32/33.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Alte und neue Bauweisen des Kleinhauses. Von Dipl.-Ing. Otto Voepel, B. D. A. Bauwelt 1920, Heft 5, S. 75/77.

Über ältere Sparbauweisen. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 67, S. 424/425.

Lehmbau in Ostpreußen. Von Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. Düttmann, Königsberg. Mit 3 Abb. Bauwelt 1920, Heft 9, S. 138/139.

Förderung der Lehmbauweise in Sachsen. Baumarkt 1920, S. 625, Nr. 23.

Das Kleinhaus aus Lehm. Bauwelt 1920, Heft 6, S. 90/91, 1½ Spalte.

Witterung und Lehmbau. Bauwelt 1920, Heft 5, S. 77.

Verwertung vom Lehm als Baustoff. Mitteilung des Materialprüfungsamtes der T. H. Dresden, verfaßt von Reg-Baumstr. Amos im Baumarkt 1920, Nr. 34, S. 625.

Der Lehmbau in künstlerischer Beziehung. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Düttmann, Münster i. W., in der „Bauwelt" 1920, Heft 34, S. 446/447.

Gründungsarbeiten usw.

Neue Bauart von Kofferdämmen in Nordamerika. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 65, kurze Mitteilung auf Seite 416. Vgl. Bauing. 1920, Heft 12, S. 372.

Wasserbau.

Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht und Wasserbewegung.

Beobachtungen über Geschwindigkeitshöhen bei Profiländerungen in Kanälen. Von J. Beïchi. Ing., Zürich. Schweizerische Bau-Ztg. vom 21. August 1920, 4 Seiten mit Abbildungen.

Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

Die Verbindung Darmstadts mit dem Rhein. Von Baurat H. Häusel, Worms. Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, Nr. 67, S. 421/424.

Die Schiffbarmachung der Strecke Basel—Bodensee. Referat aus einem in der „Wasserkraft" erschienenen Aufsatze im Tiefbau 1920, Nr. 54.

Die Rhein-Neckar-Donau-Verbindung. Von Prof. Dr.-Ing. Ammann, Karlsruhe. Verkehrstechnik 1920, Heft 23.

Für die Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau. D. B.-Ztg. 1920, Nr. 64.

Vom Ausbau der mittleren Isar. Mit Abb. Tiefbau 1920, Nr. 61, 62, 63.

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Unmittelbare praktische Bestimmung des erforderlichen Speicherraumes von Stauweihern für Kraftanlagen vorgeschriebener Leistung. Von Dr.-Ing. Rud. Tillmann. Österr. Monatsschrift für d. öffentl. Baudienst usw. 1920, Heft 5, S. 203/205.

Der Wärmewirkungsgrad von Kraftwerken. Von Dr.-Ing. Rummel. Zeitschr. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 34, S. 673/674.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Der Tunnel unter dem Ärmelkanal, Projekt einer Bahnverbindung zwischen Frankreich und England. Von Ing. Emil A. Roth, Ziv.-Ing., in der Zeitschr. des österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1920, Heft 30/31.

Straßenbau.

— — — — —

Eisenbahnbau und -betrieb.

Ein neues Schienenbefestigungslager. Mit 3 Abb. 1/3 Spalte, von Kluge, Breslau. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 68, S. 431.

Gleisinstandsetzungen. Von Direktor Albert Crefeld. Verkehrstechnik 1920, Nr. 24, S. 338.

Zeichnerisch-rechnerische Ermittelung der elastischen Linie (nach Föppl). Ein Beitrag zur näherungsweisen Integration gewöhnlicher Differentialgleichungen. Von Alexander Fischer, Göding, Mähren. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1920, Heft 32/33, S. 226/228.

Zulässiger Raddruck für Straßenbahnoberbau. Von Dipl.-Ing. P. Müller, Direktor d. Westfälischen Straßenbahn-G. m. b. H. Gerthe. Verkehrstechnik 1920 Nr. 23, 1 Seite.

Die Festiniog-Eisenbahn. Z. f. Kleinbahnen 1920, Heft 8, S. 292. Kurze Schilderung der von Portmadoc nach Festiniog in Wales verlaufenden Kleinbahn, einer der ältesten öffentlichen Kleinbahnen. Nach Prometheus 1920, 5. Juni.

Die selbsttätige Signalanlage der Berliner Hoch- und Untergrundbahn. Nebst einigen Vorläufern. Von Geh. Baurat Dr.-Ing. G. Kemmann. Mit zahlreichen Abbildungen und mehreren Tafeln. Zeitschr. f. Kleinbahnen 1920, Juli- u. Augustheft, S. 270/288.

Eisenbeton-Hochbau usw., sowie Schiffbau. Allgemeines über Eisenbeton.

Der Abbruch von Beton und Mauerwerk. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Lohmeyer, Emden. I. Arten des Abbruches: 1. Abbruch ohne Sprengungen, 2. Herstellen von Bohrlöchern, 3. Sprengungen, 4. Hilfsausrüstung für Bohren und Sprengen, 5. Fallmeißel, 6. Förder- und Baggergeräte. II. Ausführung des Abbruches. A. Im Trocknen. 1. Ingenieurhochbauten, 2. Mauern. Beton u. Eisen 1920, Heft 7/8—9/10 und 12/13 (wird fortgesetzt).

Vorschriften für Tragwerke aus Eisenbeton oder Stampfbeton in der Tschecho-Slovakei. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 11. Kurze Mittei-

lung, daß bis auf vereinzelte Abänderungen die österreichischen Vorschriften vom 15. 6. 1911 nebst den Nachträgen vom 15. 9. 1918 weitergelten.

Wasserturm der Reichsstickstoffwerke in Piesteritz bei Wittenberg. Wiedergabe des von Obering. Dipl.-Ing. Naumann auf der 23. Hauptversammlung der D. B. V. gehaltenen Vortrages mit 9 Abb. in den Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 11 der D. B.-Ztg. 1920.

Eisenbahnwagen aus Eisenbeton in Amerika. Kurze Mitt. in D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 11.

Umschnürte Säulen mit Steinkernen. Von Dr.-Ing. Fritz Emperger, Wien. Schweizerische Bau-Ztg. vom 31. Juli und 7. August 1920.

Eisenhochbau.

Eine neue Art kittloser Verglasung. Bauwelt 1920, Heft 3, S. 36. Der Grundgedanke ist die Befreiung der tragenden Sprosse von der Aufgabe der Schweißwasserabführung.

Holzbau.

Feuerschutzmittel bei Holzbauten. Nach einem Vortrage von Dr.-Ing. Friedrich Moll auf der Statiker-Tagung des Deutschen Holzbau-Vereins. D. B.-Ztg., Beilage „Der Holzbau" 1920, Nr. 14, S. 55/56.

Eine neue Holzbauweise (Franz Hauck). (Mit Abb. reichlich versehen.) Bauwelt 1920, Nr. 5, S. 71/73.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

Beginnende Beeinflussung des Städtebaues Spaniens durch Deutschland. Von O. Jürgens, Allenstein. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 63, S. 402/403.

Kunst im Ingenieurwesen, Wirtschaftliches, Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung. Sonstiges.

Warum gegen den Abbruch von Ziegeleien? Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 100.

Abbruch von Ziegeleien. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 96, S. 861.

Die Geräte des wirtschaftlichen Baubetriebes. Von Ing. Heinrich Baber. Bauwelt 1920, Heft 6. Mit 7 Abb. (Aus Gutkind, Neues Bauen.) S. 92/94.

Die diesjährige Baumesse in Leipzig. Bauwelt 1920, Heft 34, S. 447.

Rückblick auf die Leipziger Baumesse. Bauwelt 1920, Heft 35, S. 457.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Wirkung von Heizölen auf Beton.

Von Dr. A. Guttmann.

Verschiedentlich wird in der letzten Zeit die Meinung vertreten, daß Mineralöle unschädlich für den Beton sind. Dies veranlaßt mich, auf Erfahrungen hinzuweisen, die ich anläßlich von Versuchen gesammelt habe, die mit Unterstützung des Reichs-Marineamts vor etwa 3 Jahren in unserem Laboratorium durchgeführt wurden. Danach sind Heizöle keineswegs ganz harmlos, wenn man den Beton nicht durch Anwendung besonderer Verfahren schützt.

Bei den Versuchen wurden die in Mischung 1 : 5 Rheinsand angefertigten Normenproben (Würfel) aus 3 verschiedenen Zementen nach 7-tägiger Luftlagerung mit einem Wasserglasanstrich versehen Ein Teil der Proben erhärtete dann an der Luft weiter, ein anderer unter Petroleumheizöl, ein dritter unter Steinkohlenteeröl. Die beiden Öle waren von der Kaiserlichen Werft in Wilhelmshaven angeliefert worden. Nach ein- und sechsmonatlicher Lagerung wurden die Proben auf Druckfestigkeit geprüft, wobei die in nachstehender Zahlentafel enthaltenen Werte erzielt wurden.

Druckfestigkeit kg/cm² in Mischung 1 : 3 Rheinsand.
Wasserglasanstrich nach 7-tägiger Luftlagerung.

Marke	Lagerung					
	Luft im Zimmer		Petroleum-heizöl		Steinkohlen-teeröl	
	28 Tg.	6 Mon.	28 Tg.	6 Mon.	28 Tg.	6 Mon.
Zement G	210	192	168	185[1])	160	158[2])
Zement K	287	272	242	252[1])	216	249[2])
Zement R	262	288	193	238[1])	191	189[2])

Die Zahlentafel zeigt, daß trotz des Wasserglasanstrichs die Öle auf die Erhärtung der Proben einen Festigkeitsmindernden Einfluß ausgeübt haben, denn die in den Ölen erzielte Festigkeit ist in allen Fällen geringer als bei Lagerung an der Luft. Die Zemente haben eine verschieden starke Empfindlichkeit gegen die Mineralöle bewiesen. Wie sich aus den Anmerkungen zu der Zahlentafel ergibt, drangen die Öle außerdem in die Körper ein, und zwar das schwere Steinkohlenteeröl (s = 1,125 bis 1,130) erheblich mehr als das leichtere Petroleumheizöl (s = 0,875 bis 0,880).

Es gelang mir damals, ein Verfahren zu finden, das sowohl ein Eindringen des Öles in den Beton wie eine Festigkeitseinbuße desselben verhindert. Auch im erhitzten Zustande traten die Öle nicht durch die angefertigten kleinen Behälter hindurch. Eine gründliche Erprobung des Verfahrens durch die Reichswerft konnte seinerzeit nicht mehr erfolgen, da mit dem Eintritt des Waffenstillstandes die Marine das Interesse an der Herstellung von Ölbehältern verlor.[3])

[1]) In die Proben war das Öl etwa 1 bis 2 cm tief eingedrungen.
[2]) Die Proben waren völlig mit Öl durchtränkt.
[3]) Aus patentrechtlichen Gründen verbietet sich z. Z. noch die Bekanntgabe des Verfahrens.

Beitrag zur Frage der Gebäudesicherung im Bergbausenkungsgebiet.

Zuschrift.

Unter dieser Überschrift veröffentlicht Herr Dr. K. W. Mautner in Heft 5 d. Js. beachtenswerte Vorschläge zur Verminderung der sogenannten Bergschäden und kritisiert hierbei auch die Konstruktion des in drei Punkten gelagerten Schwimmbeckens in Gladbeck i. W. (Ausführung Hüser & Co., Oberkassel). Zu dieser Kritik habe ich folgendes zu bemerken:

Es gibt Fälle, und hierzu gehört auch obiges Schwimmbecken, in denen größere schädliche Einflüsse, herrührend aus Bergsenkungen, wirtschaftlich nur durch die statisch bestimmte Lagerung in drei Punkten vermieden werden können. Die Bezeichnung „statisch bestimmt" ist hierbei so aufzufassen, daß die Gewichtsverteilung der Konstruktion auf die drei Auflager ohne Kenntnis der elastischen Formänderung ermittelt werden kann. Da die praktische Ausbildung der Punktlagerung nur durch je zwei Kugelschalen verschiedener Krümmung erfolgen kann — alle drei Auflager des Beckens sind im Gegensatz zur Behauptung des Herrn Dr. M., welcher eins als Pendellager anspricht, als Punktlager konstruiert —, so leuchtet ein, daß bei gegenseitiger senkrechter oder schiefer Verschiebung der Stützpunkte die von Herrn Dr. M. als „Reibungszüge" bezeichneten Kräfte auftreten. Diese Kräfte wirken auf die getragene Konstruktion, in diesem Fall das Becken, und auf die Fundamente bzw. den Baugrund und sind bei der Bemessung der Bauteile berücksichtigt, wie die Abb. 18 des angeführten Aufsatzes, wo die schiefe Setzung eines Auflagers gezeichnet ist, und die niedrige zentrische Bodenpressung mit $\sigma_b = \frac{325,1}{34,2} = 9,5$ t/m² beweisen. Sollen auch diese Einflüsse ausgeschaltet werden, so müßten zwei der Auflager die Bedingung erfüllen, Bewegungen in jeder Richtung

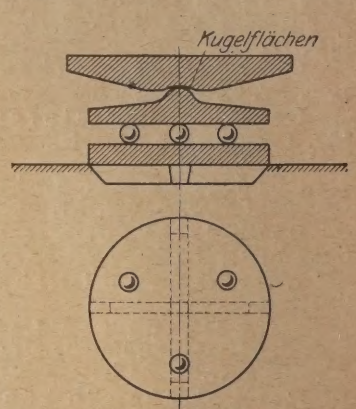


Abb. 1.

der Grundrißebene zuzulassen, was, abgesehen von Doppelrollenlagern nur durch Lager der in Abb. 1 dargestellten Form möglich wäre. Diese Lager sind aber praktisch nicht erforderlich, bezw. gerade wegen ihrer Verschiebbarkeit unbrauchbar.

Der Umstand, daß die größte Entfernung der Lager im Grundriß nur 13,8 m beträgt, ließ die Wahrscheinlichkeit gegenseitiger schiefer Setzungen klein erscheinen.

Zum Vergleich mit dem Gladbecker Schwimmkecken will ich noch die Brücke über die Ruhr bei Speldorf-Styrum (ausgeführt durch die Eisenbetonbaugesellschaft O. Flügel m. b. H., Mülheim a. d. Ruhr) erwähnen, welche in Heft 7/8 d. J. beschrieben ist. Die einzelnen Fahrbahntafeln dieser Brücke sind ebenfalls in je drei Punkten, von denen je zwei fest und der dritte nur eine Verschiebung parallel der Längenachse der Brücke zuläßt, gelagert. Die horizontale Beweglichkeit ist wohl mit Rücksicht auf die Temperaturspannungen der 18,65 m weit gespannten Träger gewählt. Diese Konstruktion, welche nachweisbar von mir bereits bei der Ausschreibung des Bauwerks im Juli 1913 vorgeschlagen wurde, war auch hier die einzige wirtschaftliche Lösung, um die schädlichen Einflüsse der Bergsenkungen möglichst auszuschalten.

Dortmund, im Juni 1920.

Dr.-Ing. P. Müller.

Die Teuerung und das Bauwesen bei den Schweizerischen Bundes-Bahnen.

Der schweizerische Bundesrat hat durch das Eisenbahndepartement den Schweizerischen Bundesbahnen die größte Sparsamkeit im allgemeinen und im besonderen in den Ausgaben für Bauten nahegelegt. Die Schweizerische Bau-Ztg. vom 17. 7. 1920 führt aus dem dies betreffenden Schreiben an: „Nur wenn es gelingt, hier die Ansprüche ganz erheblich zu reduzieren, hofft der Bundesrat, daß es ihm möglich sein werde, den Bundesbahnen weiterhin die Mittel zur Verfügung zu stellen, welche zur wenigstens annähernden Durchführung des Elektrifizierungsprogramms notwendig sind. ... Wir dürfen uns auch nicht der Gefahr aussetzen, die Elektrifizierung unserer Bahnen zu einem Preise durchzuführen, der für alle Zukunft eine Belastung unserer Volkswirtschaft mit unverhältnismäßig hohen Personen- und Gütertaxen zur Folge haben müßte. Der Bundesrat erlaubt sich wiederholt, auf den außergewöhnlichen Ernst der Situation hinzuweisen und er zählt auf die verständnisvolle Mitwirkung der Bundesbahnbehörden und aller in denselben vertretenen Interessentengruppen."

Die Generaldirektion der S. B. B. hat in Übereinstimmung hiermit den Umbau der Zürichseebahn einzustellen beschlossen. In einer Einwendung hiergegen seitens des Zürcherischen Bauvorstandes Dr. Klöti werden die erheblichen Nachteile betont, die sich aus dieser Arbeitsunterbrechung ergeben. Wie sehr häufig, werden dadurch außerordentlich fühlbare Schwierigkeiten und Erschwernisse für die spätere Weiterführung der Arbeiten geschaffen, so daß die Fortführung der Arbeiten bis zu einem gewissen Abschluß selbst bei den hohen Preisen der Gegenwart wirtschaftlicher erscheint als die spätere, bedeutend erschwerte Fertigstellung zu den doch immerhin nur erhofften niedrigeren Preisen. Kze.

Bau zweier Vogesenbahnstrecken.

Am 28. März 1920 ist ein Gesetz veröffentlicht worden (wiedergegeben in den Annales des Ponts et Chaussées 1920, Verwaltungsteil S. 107/8), das den Minister der öffentlichen Arbeiten, des Verkehrs und der Handelsmarine ermächtigt, die Arbeiten für die beiden Linien aufzunehmen. Gebaut werden sollen 1. eine zweigleisige Strecke zur Verbindung der Linien Remiremont—St. Maurice—Bussang mit der Linie Krüth—Mülhausen. Die Linie soll die Punkte St. Maurice und Wesserling am Südwesthange des Sulzer Belchen verbinden. Das ist in der Luftlinie eine Entfernung von etwa 15 km. Mit dieser zweigleisigen Bahn wird dann eine leistungsfähige Verbindung von Mülhausen nach Remiremont—Epinal usw. geschaffen; 2. eine zunächst eingleisige Strecke von St. Dié nach Saales. Dieses liegt an der bisherigen deutsch-französischen Grenze und ist von St. Dié etwa 20 km entfernt. Der Grunderwerb, die Erdarbeiten und die wichtigsten Kunstbauten sollen jedoch auch hier bereits für zweigleisigen Ausbau durchgeführt werden. Man spart also einstweilen nur den Oberbau für das zweite Gleis.

Damit beginnt Frankreich den Zusammenschluß der zahlreichen Stichbahnen die von deutscher wie französischer Seite bis dicht an die Grenze vorgestreckt sind, und sucht so die natürliche Scheide des Vogesenkammes zwischen dem Elsaß und Frankreich zu überwinden. Kze.

Der Bau der Brücke über das Höllentor in New-York.

(Zuschrift des Verfassers der Besprechung in Heft 10, S. 308.)

In den genannten Aufsatz haben sich einige Ungenauigkeiten eingeschlichen, die nachstehend berichtigt werden sollen.

Daß der Druck auf den Auflagern nicht 13,5 t, wie in der rechten Spalte, S. 308, 2. Absatz, angegeben, sondern 13 500 t beträgt, hat der aufmerksame Leser wohl schon bemerkt.

Wenn auf S. 308, rechte Spalte, 3. Absatz gesagt wird, durch eine der Durchbiegung infolge des Eigengewichts gleichkommende Überhöhung werde erreicht, daß sich bei voller Belastung kein Durchhang der Schienen bemerkbar mache, so entspricht das zwar der Angabe in der hierfür benutzten englischen Quelle, ist aber nicht ganz genau. Es wird vielmehr dann unter der Wirkung der Verkehrslast eine Durchbiegung eintreten, die allerdings, wie a. a. O. richtig bemerkt, gegenüber derjenigen vom Eigengewicht nur gering ist.

Die vier Wasserdruckpressen, die zur richtigen Einstellung des Bogens in seiner jeweiligen Lage dienten (S. 309, linke Spalte, 1. Abs.), griffen nicht an den oberen Enden der verlängerten Auflagerpfosten, sondern in den auf den Pfeilern aufgebauten Pfosten an; daß diese Stelle der Angriffspunkt für die zur Einstellung des Bogens dienenden Kräfte sein muß, geht auch daraus hervor, daß dort — s. Fig. 1 — der Knick des oberen Zugankers liegt.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN,

VEREINSNACHRICHTEN USW.

Die Erhöhung der patentamtlichen Gebühren.

Durch ein Gesetz vom 4. Juni 1920 (Reichsgesetzblatt 1920, S. 1135, ausgegeben am 9. Juni 1920), das die Nationalversammlung noch in ihrer letzten Sitzung angenommen hat, sind die patentamtlichen Gebühren, die in Deutschland, mit anderen Ländern verglichen, sehr mäßig waren, beträchtlich erhöht worden. Dadurch ist für die vielen Ausländer, die sich der Dienste des deutschen Patentamts bedienen, wenigstens ein gewisser Ausgleich für den Stand der deutschen im Verhältnis zu ihrer einheimischen Währung geschaffen, und manche Gebühren, z. B. die Anmelde-, die Beschwerde- und die Nichtigkeitsgebühr sind dadurch wenigstens einigermaßen den Leistungen angepaßt, die vom Patentamt dafür verlangt werden. Die Gebühr für die Anmeldung eines Patents, die bisher 20 M betrug, ist auf 80 M erhöht worden. Sie ist die einzige von den durch das Patentgesetz geregelten Gebühren, von der die Bestimmung nicht gilt, daß das Unterlassen der Zahlung bei Stellung des Antrages die Folge hat, daß der Antrag als nicht gestellt gilt. Die erste Jahresgebühr für ein Patent, die während der zweimonatigen Auslegefrist zu zahlen ist, beträgt jetzt statt 30 M 80 M. Während bisher nach Ablauf einer Frist von sechs Wochen nach der Fälligkeit innerhalb sechs Wochen die Zahlung der weiteren Jahresgebühren, die bekanntlich von Jahr zu Jahr um 50 M von 50 bis 750 M steigen und unverändert geblieben sind, unter Zuschlag einer Gebühr von 10 M nachgeholt werden konnte, beträgt dieser Zuschlag jetzt 20 M. Die Beschwerdegebühr ist von 20 M auf 50 M erhöht, die Gebühr für die Einleitung des Verfahrens auf Erklärung der Nichtigkeit oder auf Zurücknahme eines Patents oder auf Erteilung einer Zwangslizenz von 50 M auf 300 M. Der Einspruch gegen die Erteilung eines Patents auf eine Anmeldung, von der das Patentamt durch die Bekanntmachung die Ansicht zu erkennen gegeben hat, daß es die Erteilung eines Patents nicht für ausgeschlossen erachtet, war bisher kostenfrei; er ist nunmehr an eine Gebühr von 50 M geknüpft. Bei Anmeldung der Berufung gegen eine Entscheidung des Patentamts im Nichtigkeits- oder Zurücknahme-

verfahren oder bei Erteilung einer Zwangslizenz ist eine Gebühr von 300 M zu entrichten. Die Bestimmung, daß in diesem Falle durch Urteil des Gerichtshofes, also des Reichsgerichts, auch über die Kosten des Verfahrens zu bestimmen ist, ist durch das neue Gesetz auch auf das Einspruchsverfahren vor dem Patentamt ausgedehnt.

Ein Antrag auf Wiedereinsetzung in den früheren Stand ist an die Zahlung von 20 M gebunden; für die Eintragung von Änderungen in die Patentrolle sind 20 oder 10 M zu zahlen, je nachdem es sich um eine Änderung in der Person des Inhabers oder um eine Änderung anderer Art handelt. Diese Sätze gelten auch für einen Antrag, der bis 6 eingetragene Patente betrifft. Eine zweite Ausfertigung der Patenturkunde kostet 10 M, ein Auszug aus der Rolle und eine sonstige Bescheinigung ebenfalls 10 M. Prioritätsbelege werden gegen eine Gebühr von 20 M. ausgefertigt.

Die bei Gebrauchsmustern und Warenzeichen zu zahlenden Gebühren sind entsprechend erhöht worden.

Zuschläge zu den Stundensätzen der Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure 1920.

Die schon im Herbst 1920 in ihren Sätzen festgelegte Gebührenordnung sieht für nach Zeit zu berechnende Leistungen einen Stundensatz von 12 M vor. Bei der fortschreitenden Geldentwertung sind diese Sätze jetzt schon zu niedrig, der AGO-Vorstand hat daher auf Grund einer Umfrage bei den im AGO zusammengeschlossenen Verbänden einen Zuschlag bis 50 v. H. am 1. Juni d. J. als angemessen und zulässig erklärt.

Damit steht dieser Satz wieder etwas über denjenigen der Gebührenordnung für Zeugen und Sachverständige, deren letzte Fassung vom 10. 6. 1914 bekanntlich mit Wirkung ab 1. 6. 1920 durch Verordnung der Reichsregierung dahin geändert worden ist, daß die Stundensätze auf das 2½-fache erhöht worden sind, so daß nach § 3 dieser G.-O. für gewöhnliche Fälle jetzt 7,50 M, für besonders schwierige Leistungen jetzt 15 M für die Stunde gewährt werden.

45. Abgeordnetenversammlung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieurvereine.

Unter Beteiligung von einigen 60 Abgeordneten wurde in den Tagen vom 28.—30. August d. J. die 45. Abgeordnetenversammlung des Verbandes in Braunschweig abgehalten. Die Verhandlungen fanden im schönen Festsaal der Handelskammer (Gewandhaus) statt. Zwischendurch wurden unter Führung einheimischer Fachgenossen Besichtigungen veranstaltet. In der Burg Dankwarderode hatte der Braunschweiger Ortsverein mit Beihilfe der Regierung und Stadt eine ausgezeichnete rückblickende Ausstellung über Bauten aus Braunschweig Stadt und Land veranstaltet, die viel Beachtung fand. Am Sonntagnachmittag wurde ein Ausflug nach Wolfenbüttel unternommen zur Besichtigung der dortigen Bauten, namentlich der berühmten Bibliothek. Im übrigen verlief die Versammlung den Zeitverhältnissen entsprechend in durchaus einfachen Formen.

Aus dem die inneren Angelegenheiten des Verbandes betreffenden Teil der Verhandlungen sei hervorgehoben, daß endgültiger Beschluß über die Neuorganisation gefaßt wurde. Danach ist der bisherige aus 5 Personen bestehende Vorstand auf 11 Personen erweitert, es wurde eine neue Aufnahmeordnung für die Mitglieder der Vereine, eine Ehrenordnung für diese und den Verband festgesetzt usw. Zum 1. Vorsitzenden wurde auf weitere 2 Jahre Ingenieur Geheimer Oberbaurat Schmick, München, wiedergewählt, zum 2. Vorsitzenden Architekt Regierungs- und Baurat Guth, Berlin, zum Verbandsdirektor Ingenieur Regierungsbaumeister Eiselen, Berlin. Die 11 Beisitzer wurden möglichst über ganz Deutschland verteilt und dem Kreise der beamteten und privaten Architekten und Ingenieure gleichmäßig entnommen. Es wird eine raschere und gründlichere Arbeit des Verbandes von dieser Maßnahme erhofft. Im nächsten Jahre feiert der Verband sein 50 jähriges Jubiläum Die Abhaltung einer Wanderversammlung wird aber mit Rücksicht auf die Zeitverhältnisse noch zurückgestellt, dagegen soll in Heidelberg eine in etwas festlichere Formen gekleidete Abgeordnetenversammlung abgehalten werden. Eine eigentliche Festschrift soll nicht erscheinen. An ihre Stelle tritt das 1. Heft des Deutschen Bürgerhauswerkes. Von der Herausgabe einer eigenen Zeitschrift, so dringend wünschenswert diese auch für den engeren Zusammenhang mit den Einzelmitgliedern der Vereine ist, muß leider der Kosten wegen abgesehen werden.

Zur Annahme kamen die mit dem Bunde Deutscher Architekten gemeinsam bearbeiteten Grundsätze für Wettbewerbe, die Versammlung genehmigte den Eintritt des Verbandes in den deutschen Ausschuß für das Schiedsgerichtswesen, erkannte noch ausdrücklich die vom Ago beschlossene Erhöhung der Stundensätze der Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure als bindend an, genehmigte ebenso grundsätzlich die gemeinsame Arbeit eines Verbandsausschusses mit dem Deutschen Wirtschaftsbund für das Baugewerbe betreffend allgemeine Bedingungen für die Vergebung von Bauarbeiten im Hochbau und nahm die Neuwahl einer Reihe von Ausschüssen vor. Zu längeren Auseinandersetzungen kam es bei der Frage der Neuordnung in Staat und Gemeinden in ihrer Rückwirkung auf die Stellung der Techniker. Es wurde hierbei die nachfolgende Entschließung gefaßt:

„Die 45. Abgeordnetenversammlung des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine zu Braunschweig erwartet, daß bei der Neuordnung der Verwaltung in Staat und Gemeinden mehr als bisher der Bedeutung technischer Mitarbeit entsprechend auch Techniker in verantwortungsvoller Stellung vorgesehen werden. Ebenso erwartet sie, daß die von den politischen Parlamenten beschlossene Gleichstellung der technischen mit den Verwaltungsbeamten auch wirklich in die Tat umgesetzt wird."

Ebenso wurde die Frage des Wohnungs- und Siedlungswesens eingehender behandelt. Die Aussprache klang in die nachstehende Entschließung aus:

„Für die Erfordernisse der Siedlungen sowie zur Behebung des Wohnungsmangels müssen Leitsätze aufgestellt werden, die sich nicht auf vor dem Kriege entwickelten Dogmen aufbauen, sondern die den heutigen wirtschaftlichen Verhältnissen und Bedürfnissen Rechnung tragen.

Die zu sehr auf die Verhinderung von Auswüchsen eingestellten Bauordnungen enthalten eine Fülle von Bestimmungen, welche die großen Gesichtspunkte überwuchern. Neue Bauordnungen und deren Handhabung müssen diese überragend in den Vordergrund treten lassen. Die Durchführung erfordert die Mitwirkung der bewährten Fachorganisationen, sie kann sich nicht allein auf die Arbeit der Behörden und der wirtschaftlich Interessierten stützen."

Dank der Fürsorge der Braunschweiger Fachgenossen nahm die Versammlung mit ihren gesamten Veranstaltungen einen für alle Teilnehmer erfreulichen Verlauf.

Entscheidung des Preisgerichts beim Oberrhein-Wettbewerb.

Die Entscheidung des Preisgerichtes über die eingegangenen Entwürfe ist am 13. August gefallen, und zwar wie nachstehend:

I. Preis: Kennwort „Freier Rhein",
Firma Buß A.G., Basel unter Mitwirkung von Grün & Bilfinger A.G., Mannheim.

II. Preis: Kennwort „Flotte Fahrt",
Grün & Bilfinger A.G. Mannheim in Verbindung mit Buß A.G., Basel;

III. Preis: Kennwort „Viribus unitis",
Maschinenfabriken Escher Wyß & Co., Zürich,
Th. Bertschingers Söhne, Zürich,
Löhle & Kern A.G. für Eisenbau in Zürich mit Prof. Rohn, Zürich,
Aktiengesellschaft der L. von Rollschen Eisenwerke, Gießerei Bern und
Aktiengesellschaft Maschinenfabrik Oerlikon in Oerlikon.

Außerdem hat das Preisgericht den Schiffahrtsverbänden vorgeschlagen, das Projekt mit dem Kennwort „Vom Fels zum Meer" anzukaufen.

Im ganzen waren 8 Entwürfe eingereicht worden mit den Kennworten:

1. „Pax",
2. „Vom Fels zum Meer",
3. „Eigene Wege",
4. „Viribus unitis",
5. „Bodensee—Marseille",
6. „Freier Rhein",
7. „Flotte Fahrt",
8. „Necesse-Navigare".

Die eigentliche Bearbeitung der Entwürfe durch die 5 Preisrichter

1. Herr Jolles, Vorstand der niederländischen Wasserbauverwaltung,
2. Herr Geheimrat Degener aus Coblenz,
3. Herr Oberbaurat Kupferschmid aus Karlsruhe,
4. Herr Direktor Miescher aus Basel und
5. Herr Prof. Narutowicz, Zürich

erfolgte in Basel ab 28. Juli d. J., wobei die genannten Herren mehrfach eingehende Ortsbesichtigungen auf der Oberrheinstrecke vornahmen.

Die Besprechung der Entwürfe im einzelnen wird demnächst erfolgen. E. P.

Gründung eines Reichsverbandes der Hersteller schmiedeeiserner Fenster.

Vor kurzem ist in Dresden von Firmen aus allen Teilen des Reiches der obengenannte Verband gegründet worden. Neben der Wahrnehmung der wirtschaftlichen Interessen der Beteiligten hat der Verband sich die Auftragsvermittlung für seine Mitglieder, die Behebung der Rohstoffschwierigkeiten, die Verfolgung der Normalisierung, Aufstellung einheitlicher Kalkulationsgrundsätze usw. zur Aufgabe gemacht. Dem Verbande ist von dem Reichsnormausschuß bereits die Bearbeitung der Normfrage für sein Gebiet übertragen worden. Dementsprechend ist bei dem Verband ein Normausschuß ins Leben gerufen worden. Die Feststellung einheitlicher Preis- und Lieferungsbedingungen erfolgt durch den Konventionsausschuß des Verbandes.

Der Sitz des Verbandes ist Dresden, Bürgerwiese 24, in Berlin wird eine weitere Geschäftsstelle unterhalten.

PATENTBERICHT.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 1. VII. 1920.

Kl. 19 a, Gr. 14. P 39 332. Fa. Heinrich Paulus, Aachen. Schraubenklemme zur Verhinderung des Schienenwanderns. 27. VI. 19.

Kl. 20 i, Gr. 4. Sch 58 045. Ludwig Scholly, Lisdorf, Kr. Saarlouis. Doppelschienenweiche für drei Gleisspuren. 15. IV. 20.

Kl. 20 i, Gr. 30. D 37 487. Wilhelm Depta und August Olbrich, Rudzinitz, O.-S. Blocksignalsicherheitseinrichtung. 23.IV.20.

Kl. 37 b, Gr. 5. V 14 858. Carl Tuchscherer, Breslau, Lohestr. 56. Holzverbindung nach Patent 315 516; Zusatz zu Patent 315 516. 30. VII. 19.

Kl. 85 c, Gr. 6. St 31 377. Gustav Stoim, Montwy bei Hohensalza, Polen; Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. H. Eyck, Magdeburg. Vorrichtung zur Schaumzerstörung und Abscheidung feiner, fester Bestandteile aus Flüssigkeiten, besonders Abwässern. 1. VIII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 5. VII. 20.

Kl. 20 a, Gr. 14. F 44 829. Rudolf Falk, Lütgendortmund. Seilführungsrolle für Förderbahnen. 28. VI. 19.

Kl. 20 g, Gr. 8. R 42 017. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Gleitprellbockanlage mit beim Vorschub durch das Wagengewicht belasteter Grundplatte. 8. VI. 15.

Kl. 20 g, Gr. 8. R 43 071. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Durch Klemmwirkung gebremster gleitender Prellbock. 1. IV. 16.

Kl. 20 h, Gr. 6. L 48 084. Otto Linnekogel, Berlin-Südende. Lange Straße 14. Vorrichtung zum Einsetzen entgleister Wagen in die Schienen. 12. IV. 19.

Kl. 37 b, Gr. 1. E 23 805. Otto Ernst, Ulm a. D., Wilandstr. 37. Formstein mit Rundung zur Aufnahme des Fußbodenbelags. 11. III. 19.

Kl. 80 a, Gr. 46. K 68 002. Leopold Kneisl, Leobschütz O.-S. Handschlagform mit anhebbarem doppeltem Formboden zur Herstellung voller oder durchlochter Steine aus Lehm u. dgl. 1. II. 19.

Kl. 80 a, Gr. 46. N 17 480. Nürnberger Metall- und Lackwarenfabrik vorm. Gebr. Bing A.-G., Nürnberg. Form für langsam abbindende Kunststeinmassen. 23. VIII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 8. VII. 20.

Kl. 20 g, Gr. 1. E 23 791. Erste böhmisch-mährische Maschinenfabrik, Prag; Vertreter: Patentanwalt M. Mintz, Berlin SW 11. Drehscheibe; Zusatz zur Anmeldung E 23 790. 5. III. 19.

Kl. 20 h, Gr. 1. R 44 714. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Festhaltevorrichtung für Eisenbahnlademaßflügel. 14. VII. 17.

Kl. 37 a, Gr. 1. J 18 886. Astrid Elsa Jagdmann, Stockholm; Vertreter: Patentanwalt Dr. S. Hamburger, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Steindecken aus einzelnen balkenförmigen Stücken. 1. VIII. 18. Schwedische Priorität vom 28. VIII. 16.

Kl. 37 c, Gr. 8. H 76 199. Alexander Hartmann, Berlin, Hochstr. 5. Kittlose Dachverglasung. 21. II. 19.

Kl. 37 d, Gr. 17. H 76 756. Dipl.-Ing. Oswald Heller, Leipzig, Lübecker Str. 11. Fensterscheibe und Verfahren zu ihrer Herstellung. 11. IV. 19.

Kl. 37 d, Gr. 17. H 77 089. Dipl.-Ing. Oswald Heller, Leipzig, Lübecker Str. 11. Fensterscheibe, Zusatz zur Anmeldung H 76 756. 13. V. 19.

Kl. 38 h, Gr. 2. L 50 001. Hermann Laube, Dresden-Fr., Fröbelstr. 48. Verfahren zur Holzkonservierung. 28. II. 20.

Kl. 65 a, Gr. 3. E 24 478. Johannes Benjamin Een, Voß, Norwegen; Vertreter: Patentanwälte M. Mintz und Dipl.-Ing. Neumann, Berlin SW 11. Einrichtung zum Gießen von Eisenbetonschiffen. 17. X. 19. Norwegische Priorität vom 9. II. 18.

Kl. 65 a, Gr. 3. W 52 563. Kieler Eisenbetonwerft A.-G., Neumühle-Dietrichsdorf. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonschiffen in hohlen Dockkörpern. 6. V. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. VII. 20.

Kl. 5 c, Gr. 4. K 67 661. Anton Kraus, Bucholtwehnen bei Friedrichsfelde. Selbsttätiger nachgiebiger Streckengerüstschuh. 9. XII. 18.

Kl. 5 c, Gr. 4. K 70 300. August Klos und Friedrich Ruffing, Neunkirchen, Saar. Stellvorrichtung für einen nachgiebigen zweiteiligen eisernen Grubenstempel. 19. IX. 19.

Kl. 5 c, Gr. 4. S 49 981. Friedrich Sommer, Essen-Ruhr, Viehofer-straße 69. Zweiteiliger eiserner Grubenstempel. 9. IV. 19.

Kl. 37 a, Gr. 4. M 65 287. Maria Strohwich, Hannover, Hainholzer Straße 87. Hohlmauer aus zwei hochkantig stehenden Ziegelsteinschichten. 2. IV. 19.

Kl. 37 a, Gr. 5. Sch 55 694. Friedrich Schultz, Berlin, Sebastianstr. 77. Verfahren zur Herstellung von Wänden und Decken aus Flechtwerk und Verstakung. 17. VII. 19.

Kl. 80 a, Gr. 33. L 48 178. Fritz Lotz, Arnstadt, Thür. Stampfvorrichtung zur Herstellung besonders von dünnwandigen Betonrohren mit steifen Metallringeinlagçn. 3. V. 19.

Kl. 85 c, Gr. 5. M 65 450. Dipl.-Ing. Richard Mensing, Neustadt a. d. Haardt. Umlaufende Siebtrommel zum Ausscheiden fester Bestandteile aus Flüssigkeiten mit selbsttätigem Abwurf. 16. IV. 19.

Kl. 85 c, Gr. 5. M 65 914. Dipl.-Ing. Richard Mensing, Neustadt a. d. Haardt. Siebtrommel mit pendelnden Schaufeln zum Ausscheiden von festen Bestandteilen aus Flüssigkeiten, besonders aus Abwässern. 4. VI. 19.

Kl. 85 c, Gr. 6. J 19 223. Hermann Jäckel, Reisholz bei Düsseldorf. Als Schwimmer ausgebildeter Abschlußkörper zwischen Klär- und Faulraum bei Abwasserreinigungsanlagen. 3. III. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 15. VII. 1920.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 68 284. Otto Kammerer, Charlottenburg und Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf bei Berlin. Maschine zum Rücken von fünf- und mehrschienigen Gleisen von Baggern mit Förderzügen. 4. III. 19.

Kl. 19 a, Gr. 28. Sch 53 847. August Scheuchzer, Renens bei Luzern, Schweiz; Vertreter: Patentanwalt F. A. Hoppen, Berlin SW 68. Jätmaschine für Eisenbahnbettungskörper. 30. IX 18. Schweizer Priorität vom 11. XII. 16.

Kl. 37 c, Gr. 2. K 63 276. Alfons Kizio, Schivelbein. Traghaken an Dachsteinen. 11. XI. 16.

Kl. 37 d, Gr. 32. St 32 368. Georg Starck, Weingarten, Pfalz. Vorrichtung zum Putzen von Wänden mit einem vorn offenen, mit drehbarer Druckplatte versehenen Mörtelbehälter. 11. IX. 19.

Kl. 65 a, Gr. 3. W 53 283. Kieler Eisenbetonwerft A.-G., Neumühle-Dietrichsdorf. Verfahren zur Herstellung von Scheuerleisten für Eisenbetonschiffe. 26. VIII. 19.

Kl. 80 a, Gr. 33. H 66 536. August Hofmeister, Cassel, Sofienstr. 23. Preßdorn mit entgegengesetzt gerichteten, gegeneinander verschiebbaren Keilsegmenten zur Herstellung zylindrischer Betonrohre. 25. V. 14.

Kl. 84 c, Gr. 2. W 46 905. Adolf Wolfsholz, Düsseldorf, Rathausufer 19. Verfahren und Vorrichtung zum Einspritzen von Zement im Grundbau. 8. IX. 15.

Kl. 85 c, Gr. 6. V 14 832. Alfred Vogelsang, Dresden, Zirkusstr. 30. Abwässerkläranlage. 14. VII. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. VII. 1920.

Kl. 19 a, Gr. 14. D 36 229. Heinrich Dorpmüller, Charlottenburg, Sofienstr. 13. Schraubklemme für Eisenbahnoberbau. 4. VIII. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 5. VII. 1920.

Kl. 37 a, Gr. 4. 326 196. Enric Lupescu, Frankfurt a. M., Neckarstraße 10. Mauer für Hohlbauten mit Doppelwänden. 24. XII. 18. L 47 539.

Kl. 37 a, Gr. 4. 326 094. Rudolf Hitzemann, Benrath, Schloßallee 10. Von sattelförmigen Oberlichtern getragenes eisernes Dach. 1. III. 18. H 73 815.

Kl. 37 f, Gr. 3. 326 047. Paul A. R. Franck, Hamburg. Behälter zur Aufnahme von Teerölen u. dgl. nach Patent 315 996; Zusatz zum Patent 315 996. 20. IV. 17. F 41 848.

Kl. 80 b, Gr. 3. 326 216. Lucien Paul Basset, Montmorency, Frankreich; Vertreter: Patentanwälte E. Cramer und Dr. H. Hirsch, Berlin NW 21. Verfahren der Herstellung von Zement oder hydraulischem Kalk aus Gips oder Anhydrit; Zusatz zum Patent 324 570. 21. X. 13. B 74 375. Französische Priorität vom 21. X. 12.

Kl. 80 b, Gr. 16. 325 933. Fritz Hecht, Berlin, Gartenstr. 12. Verfahren zur Herstellung eines Wandelements; Zusatz zum Patent 324 490. 1. I. 20. H 79 517.

Kl. 80 b, Gr. 17. 326 116. Dr. Wilhelm Bünte, Garßen, Kr. Celle. Verfahren zur Herstellung von Leichtsteinen aus gruben-

frischer Kieselgur; Zusatz zum Patent 324 375. 21. X. 19. R 91 297.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. VII. 1920.

Kl. 19 b, Gr. 1. 326 244. Eugen Kühlbrey, Ludwigsburg, Württ. Solitüdestr. 7. In dem Saugrohr fernrohrartig verschiebbare Staubsaugerdüse mit Laufrollen für Straßenfahrzeuge, insbesondere zur Reinigung von Straßen. 21. II. 18. K 65 605.

Kl. 37 c, Gr. 1. 326 324. Wilhelm Ludovici, Jockgrim, Pfalz. Als Lichtziegel ausgebildeter Dachziegel. 11. X. 18. L 47 287.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. VII. 1920.

Kl. 37 a, Gr. 2. 326 513. Anton Drexler, Wien; Vertreter: Patentanwalt R. H. Korn, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonrippendecken mit vorher angefertigten Rippenträgern. 17. X. 18. D 35 044. Österreichische Priorität vom 13. VI. 18.

Kl. 37 b, Gr. 1. 326 514. Dr. Fritz Emperger, Wien; Vertreter: Patentanwälte F. Meffert und Dr. A. Sell, Berlin SW 68. Mauerwerk- und Verkleidungsstein. 19. VI. 19. E 24 113.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Taschenbuch für Bauingenieure, herausgegeben von Dr.-Ing. E. h. Max Foerster, Geh. Hofrat, ord. Prof. für Bauingenieurwesen an der Techn. Hochschule Dresden. Dritte, verbesserte und erweiterte Auflage. Verlag von Julius Springer. Berlin 1920. In einem Leinenband geb. Preis 64 M., in zwei Leinenbänden geb. 70 M.

Das von Max Foerster in Verbindung mit einer Reihe angesehener Fachgenossen herausgegebene Taschenbuch für Bauingenieure hat in den 8 Jahren seit seinem ersten Erscheinen die weiteste Verbreitung und größte Beliebtheit in den Kreisen der deutschen Bauingenieure gefunden. Bietet es doch in übersichtlicher Form und vorzüglicher Anordnung, eine erstaunliche Fülle von Wissensstoff, das ganze Bereich des Bauingenieurwesens einschließlich der Grenzgebiete umfassend. So wird auch die vor kurzem erschienene 3. Auflage allgemein freudige begrüßt werden, zumal sie trotz der buchtechnischen Schwierigkeiten der Gegenwart wiederum eine mustergültige Ausstattung aufweist, verschiedene Kapitel vollständig neu bearbeitet, andere erheblich ausgebaut und erweitert bringt. Auch bei den im wesentlichen unveränderten Abschnitten findet man allenthalben zeitgemäße Ergänzungen, die namentlich auch die neuesten Ergebnisse von Forschung und Erfahrung berücksichtigen, welche sich in Einzelaufsätzen verstreut in der umfangreichen Fachliteratur der letzten Jahre vorfinden. Besonders wertvoll für den praktischen Gebrauch erscheint es, daß trotz der für ein Taschenbuch erforderlichen knappen Darstellungsweise vielfach durchgerechnete Zahlenbeispiele eingefügt und außerdem an zahlreichen Stellen umfassende Literaturangaben gemacht sind.

Vollkommen neu bearbeitet — durch Prof. Dr.-Ing. Gehler — sind die früher von Mehrtens verfaßten Kapitel über Trägerlehre, Graphostatik, Festigkeitslehre, Baustatik und Eiserne Brücken. Das im ersten Teil des Taschenbuchs verbliebene Kapitel über Festigkeitslehre hat durch die gänzliche Umarbeitung nicht nur wesentliche Erweiterungen erfahren, sondern auch an Klarheit und Übersichtlichkeit erheblich gewonnen. Eine Ergänzung erscheint erwünscht bei dem Abschnitt über die Lage der Nullinie bei fehlender oder versagender Zugzone (S. 225). Hier ist nur die rechnerische Behandlung einfacher Querschnittsformen gegeben, während das bekannte graphische Verfahren von Mohr fehlt, das für beliebige, zur Kraftebene symmetrische Querschnitte anwendbar ist. Dieses Verfahren sollte um so mehr gebracht werden, als es in etwas abgeänderter Form auch für die Spannungsermittlung von Eisenbetonquerschnitten dienen kann, die durch eine exzentrische Druck- oder Zugkraft beansprucht sind. Insofern könnte auch das in dem Abschnitt „Theorie des Eisenbetons" auf S. 296 angegebene graphische Verfahren zur Bestimmung der Nullinie bei reiner Biegung eine Erweiterung für Biegung mit Axialdruck und -zug erfahren (vergl. z. B. Mörsch, Der Eisenbetonbau V. Aufl., 1. Bd., S. 450 ff.). In dem Abschnitt über die Formänderungsarbeit muß in der Gleichung VIIa für die Arbeit infolge Wärmeänderung (S. 219) beim zweiten Gliede der Nennerausdruck $E \cdot F$ wegfallen, ferner sollte bei der Darstellung der elastischen Linie als Seillinie (S. 183) der Name Mohrs nicht ungenannt bleiben.

Der weitere von Gehler mustergültig durchgearbeitete theoretische Stoff ist in zwei Kapitel „Trägerlehre" und „Statik der Baukonstruktionen" zusammengefaßt und aus Fertigstellungsgründen im II. Band des Taschenbuchs enthalten. Für künftige Auflagen dürfte sich wohl empfehlen, diese Kapitel zusammen mit dem übrigen grundlegenden theoretischen Stoff im ersten Bande vor den mehr praktischen Abschnitten zu bringen. Das Kapitel über „Eiserne Brücken" weist in seiner neuen vorzüglichen Bearbeitung zahlreiche, durch klare Abbildungen erläuterte Beispiele für die Gesamtanordnung und die baulichen Einzelheiten moderner eiserner Brücken auf; außerdem sind alle Fragen der Bemessung, des Materials und der Konstruktionselemente erschöpfend behandelt.

Gleichfalls neu bearbeitet sind die beiden den Eisenbeton behandelnden Kapitel: „Theorie des Eisenbetons" (vom Herausgeber) und „Anwendung des Eisenbetons im Hochbau" (von Ing. B. Löser) Die Neubearbeitung des ersten Kapitels war hauptsächlich durch die neuen „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom 13. Jan. 1916" bedingt, die allenthalben zugrunde gelegt und auszugsweise am Schluß des Kapitels gebracht sind. Außer den besonderen Material- und Festigkeitsfragen des Eisenbetons sind dessen wichtigste Konstruktionselemente und sodann vor allem die Spannungsermittlung und Querschnittsbemessung in eingehender und vortrefflicher Darstellung behandelt, wobei ein sorgfältig ausgewähltes Tabellenmaterial für die beim Entwerfen von Eisenbetonbauten so häufigen Bemessungsaufgaben aller Art beigegeben ist. Ergänzt werden diese Tabellen in dem von Löser bearbeiteten Kapitel noch durch eine solche für das Entwerfen von Plattenbalken sowie durch ausführliche Tabellen für durchlaufende Träger, wobei namentlich der Fall gleich großer Einzellasten in gleichgroßen Abständen voneinander mit Recht eingehend behandelt ist, da diese Belastungsart bei den Unterzügen der Eisenbeton-Deckenkonstruktionen fast stets die Regel bildet. Daneben gibt Löser in den vier Unterabschnitten über Gründungen, Eisenbetondecken, Silos und Flüssigkeitsbehälter aus seiner reichen Praxis eine Menge wertvoller Unterlagen für die Berechnung und die konstruktive Durchbildung dieser Eisenbetonbauten.

Neu hinzugekommen ist in der dritten Auflage ein Kapitel über Betriebswissenschaft (Wirtschaftlicher Baubetrieb) von Dr.-Ing. Max Mayer. Es ist erfreulich, daß von diesem jungen Wissenszweig ein Abriß gegeben wird, der einmal dem im privaten Erwerbsleben stehenden Bauingenieur gute Fingerzeige für die Betriebsführung und brauchbare Unterlagen für die Preisentwicklung gibt und sodann auch dem beamteten Ingenieur einen Einblick in die Denkweise und in die wirtschaftlichen Erwägungen des Unternehmers gestattet. Man darf hoffen, daß derartige Ausführungen das gegenseitige Verstehen von Baubeamten und Unternehmer fördern und zur Minderung der Auswüchse des Submissionswesens beitragen werden. Für künftige Auflagen ist zu wünschen, daß die zahlenmäßig gegebenen Leistungswerte, sie sich hauptsächlich auf Beton- und Schalungsarbeiten erstrecken, allmählich auch auf andere Bauarbeiten (z. B. Eisenkonstruktionen, Erd-, Straßenbefestigungs-, Eisenbahn- und Wasserbauarbeiten) ausgedehnt werden.

Die vorstehend besprochenen neuen Kapitel bilden zusammen mit den der Fachwelt vertrauten alten Abschnitten ein Nachschlagewerk für die gesamten Bauingenieurwissenschaften, wie es in dieser Reichhaltigkeit und Vollständigkeit einzig dasteht. Einer besonderen Empfehlung bedarf die dritte Auflage von Foersters Taschenbuch nicht. Sie wird wie ihre Vorgänger ein unentbehrliches Hilfsmittel für Studium und Praxis sein, ein wertvoller Ratgeber für den angehenden wie für den gereiften Ingenieur. Und wenn künftig auch der deutsche Bauingenieur mehr als früher sein Brot im Ausland wird verdienen müssen, so wird ihn Foersters Taschenbuch dorthin nicht nur als ein treuer Berater, sondern auch als ein stolzes Zeugnis für das Wissen und Können der deutschen Bauingenieure begleiten.

München, August 1920. Prof. Spangenberg.

Sammlung Göschen. Eisenbetonbrücken. Von Dr.-Ing. R. W. Schächterle. Mit 106 Abb. Zweite verbesserte Auflage. Vereinigung wissenschaftlicher Verleger Walter de Gruyter & Co., Berlin u. Leipzig 1920. Preis 2,40 M + Sortimentszuschlag.

Der kleine, von der ersten Auflage her bereits bekannte Führer durch das Gebiet der Eisenbetonbrücken liegt heute in zweiter, verbesserter Auflage vor. Im besonderen sind die neuen Eisenbetonvorschriften berücksichtigt, ferner ein kurzer Abschnitt neu eingefügt, in dem der Verfasser seine in der Praxis gewonnenen Erfahrungen an ausgeführten Verbundbauwerken mitteilt. Theoretische Fragen werden nur in geringem Maße und eigentlich, abgesehen von einer kurzen allgemeinen Einleitung, nur dort behandelt, wo es sich um Einzelteile — Gelenke usw. — handelt. Dafür ist der Hauptteil des Werkchens der konstruktiven Ausgestaltung der Brücken gewidmet, von denen eine größere Anzahl meist bekannter Bauwerke in Balken- und Bogenform vorgeführt und erläutert werden. Für eine Neuauflage wird sich ein Eingehen auf Auslegerbrücken und eine weitere Ausgestaltung des Abschnittes über Bogenbrücken mit angehängter Fahrbahn empfehlen, da gerade diese beiden Systeme bei beschränkter Konstruktionshöhe in Zukunft an Bedeutung gewinnen dürften.

Alles in allem aber bringt das vorliegende Bändchen der Göschenschen Sammlung, was man von ihm verlangen kann. Es wird deshalb auch seine Aufgabe erfüllen, den Leser in kurzer Zeit mit den bekannten und bewährten Ausführungen von Eisenbetonbrücken näher bekannt zu machen. M. F.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW. 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang | 15. Oktober 1920 | Heft 19

ALBERT BRANDT †.

Unerwartet verschied am Morgen des 19. September Herr Ingenieur Albert Brandt, Gesellschafter der Bauunternehmung Carl Brandt, Düsseldorf.

Voll Trauer steht die Beton- und Eisenbetonindustrie Deutschlands an der Bahre dieses ausgezeichneten Mannes. Tief erschüttert beklagen vor allem die Mitglieder des Vorstandes des Deutschen Beton-Vereins den allzu frühen Heimgang ihres verehrten Kollegen, den sie die letzten Tage und bis zum Abend vor seinem Tode noch in voller Manneskraft und Gesundheit gelegentlich der Wanderversammlung des Vereins in München unter sich sehen durften. Um so schmerzlicher traf sie die Nachricht vom plötzlichen Hinscheiden des verehrten Freundes. Mitten aus seinem Schaffen und Wirken wurde er abgerufen, ein Mann von 51 Jahren, auf der Höhe seines Lebens, das köstlich gewesen, weil es Mühe und Arbeit gewesen, und dem der Erfolg nicht versagt war. Der Erfolg an der Spitze der durch ihre Bauausführungen bekannten und hochgeachteten Bauunternehmung, der Erfolg auch über das Wirken in der eigenen Firma hinaus im Dienste der Allgemeinheit, der Beton- und Eisenbetonindustrie Deutschlands, deren Mitkämpfer und Förderer Albert Brandt war.

Als Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins seit dem Jahre 1908, als weitblickender und erfahrener Fachgenosse hat er sich Verdienste um den Verein und um die Eisenbetonindustrie Deutschlands erworben, die ihm nicht vergessen werden können.

Mit dem verehrten Fachgenossen ist ein allseits beliebter und geachteter Mensch dahingegangen, ein Mann, der stets volles Verständnis und ein offenes Ohr hatte für die Nöte und Sorgen seiner Mitmenschen, ein liebenswürdiger Gesellschafter im Kreise der Freunde nach getaner Arbeit und ein echt deutscher Gatte und Vater seiner Familie, die durch seinen plötzlichen Tod in so große Trauer versetzt worden ist.

Mit seinen Angehörigen, Freunden, engeren und weiteren Fachgenossen trauern auch wir um den Heimgang des Verewigten zugleich mit dem Bewußtsein, daß sein Name in der deutschen Beton- und Eisenbetonindustrie und darüber hinaus lebendig bleiben wird. Wir werden des Verstorbenen stets in Ehren gedenken.

Die Schriftleitung: Dr. Petry.

NEUE METHODEN BEI DER UNTERSUCHUNG VON BETON UND EISENBETON [1].

Arbeiten der neu errichteten bautechnischen Versuchsanstalt, mitgeteilt von E. Probst in Karlsruhe i. B.

Wir stehen vor der Lösung wichtiger bautechnischer Aufgaben, die in Angriff genommen werden müssen, sobald wir zu einer für die Produktion von Baustoffen einigermaßen annehmbaren Kohlenwirtschaft kommen werden. Die Lasten, die uns der Friedensvertrag auferlegt, werden, selbst wenn eine Erleichterung eintreten sollte, größte Sparsamkeit notwendig machen in der Bewirtschaftung der Baustoffe und noch größere Sparsamkeit in der Verwendung der Kohlen. Die technischen Wissenschaften werden diese neuen Gesichtspunkte mehr als bisher bei den Forschungen zu berücksichtigen haben.

Beim Beton- und Eisenbetonbau wird dies besonders notwendig und zweifellos auch möglich sein. Die Voraussetzungen für eine zuverlässige statische Berechnung von Eisenbetonbauten sind soweit geklärt, daß wir sicher konstruieren können.

Der Endzweck aller statischen Berechnungen ist, die Sicherheit der Konstruktion zu gewährleisten. Mit je einfacheren Mitteln wir diesen Zweck erreichen, desto besser ist der Weg, und ich glaube, daß bei der Eigenart des Eisenbetons unser Bestreben m e h r darauf gerichtet sein muß, die bisher üblichen B e r e c h n u n g s m e t h o d e n zu v e r e i n f a c h e n als zu v e r f e i n e r n. Diese Aufgabe möchte ich aber nicht als so dringlich bezeichnen, wie einige andere Fragen, auf die ich im Folgenden kurz eingehen will.

Wie sehr uns der Beton im Bauwesen unentbehrlich geworden ist, sehen wir heute in der Zeit der Ersatzbaustoffe und der Ersatzbauweisen. Hier werden nur die bescheidensten Ansprüche an die Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften des Betons gestelit. Anders verhält es sich mit denjenigen Bauten, bei denen es auf eine hohe Elastizität und Festigkeit ankommt. Es sind dies u. a. alle Nutzhochbauten, Brückenbauten usw. und der Eisenbetonschiffbau. Im letzteren Falle müssen wir uns auch noch fragen, wie wir dabei die Fordernug eines möglichst geringen Eigengewichtes berücksichtigen können.

[1]) Nach einem Vortrage mit Lichtbildern und kinematographischen Aufnahmen, gehalten auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin am 6. Mai 1920.

Wir müssen uns heute mehr denn je mit der Frage befassen: Wie können wir einen Beton von möglichst hoher Elastizität und Festigkeit herstellen bei gleichzeitiger Sparsamkeit in der Verwendung der kohlenfressenden Bindemittel?

Ich glaube, wir sind uns darüber klar, daß vor dem Kriege sehr oft eine Verschwendung mit Zement oder anderen Bindemitteln getrieben wurde, auch in denjenigen Fällen, wo wir durch andere Mittel den gewünschten Erfolg hätten erreichen können. Es ist nicht schwer nachzuweisen, daß eine gute Auswahl der Zuschlagstoffe in bezug auf Korngröße und Eigenfestigkeit und sorgfältiges Mischen des Betons vielfach einen reichen Zementzusatz aufwiegt, während andererseits schlechte Zuschlagstoffe und unsorgfältiges Mischen durch einen noch so reichen Zementgehalt nicht ersetzt werden können.

Eine andere Frage, die während der letzten Jahre durch die Diskussion in den Zeitschriften wieder angeschnitten wurde, ist das Verhalten von Eiseneinlagen hinsichtlich der Rostbildungen bei Eisenbetonbauten. Es mag als Ergebnis der Diskussion festgestellt werden, daß nun an der Rostsicherheit der im Beton eingebetteten Eiseneinlagen bei unbelasteten Bauteilen kein Zweifel mehr herrscht. Es bestehen aber noch Bedenken wegen der Rostsicherheit von Eiseneinlagen bei belasteten Eisenbetonbauten. Es wird unsere Aufgabe sein, nach denjenigen Mitteln zu forschen, die eine erhöhte Sicherheit in bezug auf das Rosten gewährleisten. Auch in diesem Falle müssen wir bestrebt sein, einen Beton von möglichst hoher Elastizität und Festigkeit (besonders auf Zug) herzustellen bei möglichst großer Dichtigkeit.

Dieselben Voraussetzungen bilden auch die Grundlage für die Herstellung eines wasserdichten Betons, wie wir ihn bei Wasserbauten in Fluß- und Seewasser fordern müssen.

Diese Voraussetzungen einwandfrei zu ergründen, ist technisch und wissenschaftlich von gleich hoher Bedeutung.

Können wir der Lösung der soeben angeschnittenen Aufgaben mit den bisherigen Methoden näherkommen, die als Kriterium in der Hauptsache die Prüfung der elastischen und Festigkeitseigenschaften benutzten, und auf die Strukturänderungen nicht eingingen? (Nur bei der Prüfung der Veränderungen der im Beton eingebetteten Eiseneinlagen wurden auch chemische Untersuchungen herangezogen.)

Die Ergebnisse, die wir bisher erzielt haben, können kaum vollkommen befriedigen, und deshalb ist es notwendig, neue Methoden in der Eisenbetonforschung anzuwenden.

Die Voraussetzung für alle unsere Arbeiten bleibt ein einwandfreier Zement wenigstens auf dem Stande der Vorkriegszeit.

Wir müssen es der Chemie überlassen, den bisher so erfolgreich beschrittenen Weg der Zementforschung weiter zu gehen, und ohne Zweifel werden die durch den Krieg unterbrochenen Arbeiten bald wieder fortgesetzt werden. Allerdings müssen wir hoffen, daß die derzeit ungesunden Verhältnisse bei der Lieferung von Bindemitteln aller Art nur vorübergehender Natur sind. Wir müssen hoffen, daß auch die Fabrikation der Zemente sich baldigst auf das Niveau vor dem Kriege erheben wird, wenn die bestehenden Schwierigkeiten der Kohlenbelieferung beseitigt sein werden.

Scheidet man die beim Abbinden und Erhärten des Betons vor sich gehenden chemischen Veränderungen ab, so ergibt sich die Möglichkeit, alle anderen durch Einwirkungen aller Arten entstehenden Veränderungen im Gefüge von Beton und Eisenbeton zu studieren, indem wir Wege beschreiten, die zum Teil auf anderen Gebieten zum Erfolg führten. Diese sind:

1. Die Mikrophotographie und die Mikroskopie;
2. die Kinematographie;
3. die Röntgendurchstrahlung.

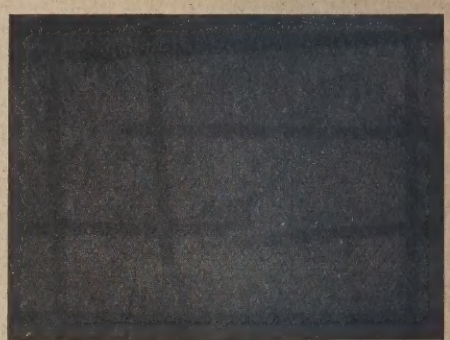
Wir haben in der letzten Zeit und in der Zeit während des Krieges von Untersuchungen gehört, die an älteren belasteten Bauwerken aus Eisenbeton ausgeführt wurden, um den Einluß rostbildender Substanzen auf die Eiseneinlagen festzustellen. Die Ergebnisse können nicht als einwandfrei bezeichnet werden, weil wir völlig im Unklaren darüber sind, welche Mängel dem Beton und den Eiseneinlagen der Bauwerke durch die Art der Herstellung anhafteten. Bei den Rostversuchen im Laboratorium erscheint es auch notwendig, den während und kurz nach der Herstellung vorhandenen Zustand der Eiseneinlagen festzuhalten, um die im Laufe der Zeit eintretenden Veränderungen feststellen zu können.

Eine einwandfreie Prüfung könnten wir in beiden Fällen mit Hilfe der Röntgentechnik und der Kinematographie erzielen. Der Kinematograph ermöglicht es, die Art der Herstellung zu kontrollieren: die Verschalung, die Vorbereitung der Eiseneinlagen, die Herstellung und die Verarbeitung des Betons und die bei der Arbeit verwendete Sorgfalt.

Nebenbei sei bemerkt, daß die kinematographische Aufnahme mit Erfolg auch zur Beaufsichtigung der Bauausführungen herangezogen werden könnte.

Will man die Veränderungen feststellen, die mit den Eiseneinlagen im Laufe der Zeit vor sich gehen, so kann un sin dieser Beziehung die Röntgentechnik helfen. Die ersten Versuche auf diesem Gebiete stammen von dem Kontrollingenieur Stettler von den Schweizerischen Bundesbahnen.

Stettler untersuchte den Grad der Durchlässigkeit von verschiedenen Betonmischungen für Röntgenstrahlen und kam zu dem Ergebnis, daß die Durchlässigkeit mit wachsendem Zementgehalt abnimmt. Versuche von Janus und Reppchen, München, kommen zu dem Ergebnis, daß die Feststellung des Zementgehalts wegen des wechselnden Feuchtigkeitsgehalts von Beton und der Durchlässigkeitsschwankungen des Sand- und Kiesmaterials sich nicht genau ermöglichen läßt.



7 cm starke Eisenbetonplatte mit Eiseneinlagen in der Mitte der Platte.

5 4 3 2 1

8 cm starke Eisenbetonplatte mit Rostbildungen an dem Eisen.

Abb. 1. Röntgendurchstrahlung von Eisenbetonkörpern (Aufnahmen von Stettler).

Dagegen haben Röntgendurchstrahlungen von Eisenbetonkörpern über die Anordnung und Rostbildungen der Eiseneinlagen interessante Ergebnisse gezeigt. In Abb. 1 sind zwei Aufnahmen von Stettler; oben ist eine 7 cm starke Eisenbetonplatte abgebildet mit den Eiseneinlagen in der Mitte, unten ist das Röntgenbild einer 8 cm starken Eisenbetonplatte mit verschiedenen Eiseneinlagen. Der Beton ist aus einer Mischung von 300 kg Zement auf 1 m³ Kies-Sand hergestellt worden und war 4 Monate alt. Die umgewickelten Drahtringe dienen zur Unterscheidung der Eiseneinlagen: 1 Ring gilt für blankes Eisen, 2 Ringe für Walzhaut mit Rostanflug, 3 Ringe zeigen Blätterrost an. Deutlich heben sich die stark verrosteten Stäbe mit 4 Ringen und die tiefen Rostnarben an den mit 5 Ringen versehenen Stäben ab. Es sind dies nur die ersten Versuche, bei denen die Belichtungszeit nicht ausgeprobt war.

Versuche der Siemens & Halske A.-G., über die Dr. Respondek im Jahre 1918 in „Stahl und Eisen" berichtet, sind an 10 cm und 20 cm starken Platten mit einer Betonmischung 1:4 ausgeführt worden und bedeuten einen weiteren Fortschritt. Die Belichtungszeit betrug 5 Minuten und eine Bleiblende diente zur Verbesserung der Bildgüte. Unabhängig von der Lage und dem Abstand der Eiseneinlagen von der Oberfläche konnten stärkere Verrostungen deutlich erkannt werden.

Selbst aus diesen Versuchen, die über das Anfangsstadium nicht hinausgekommen sind, lassen sich die auf Rost zurückzuführenden Verdickungen und Narben erkennen. Weitere Versuche werden wohl auch ermöglichen, an vollkommen trockenem Beton den Zementgehalt und insbesonders fehlerhafte Stellen zu ermitteln. Zweifelsfrei lassen sich die gegenseitige Lage und die Abbiegungen der Eisen bestimmen.

Der naheliegende Versuch, die Mikrophotographie zu wissenschaftlichen Forschungen im Betonbau zu verwenden,

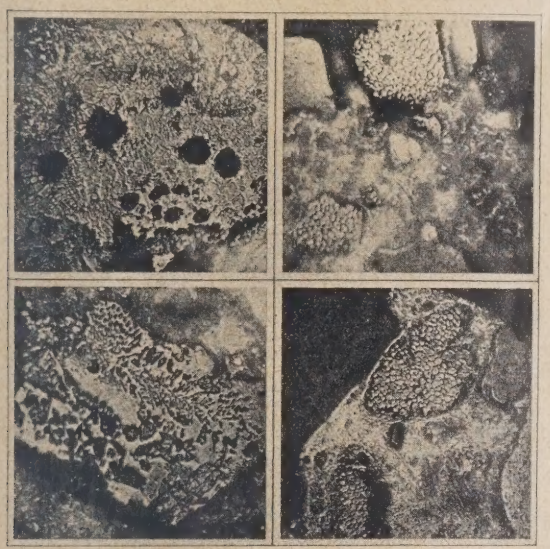


Abb. 2. Aufnahmen von Betonschliffen bei 200facher Vergrößerung (v. Johnson).

ist zum erstenmal mit Erfolg im Jahre 1912 von dem amerikanischen Ingenieur Nathan N. Johnson gemacht worden. In einer Aufsatzreihe im Engineering Record aus dem Jahre 1915 legt Johnson alle Untersuchungen dar, die er mit Hilfe seiner Einrichtung durchgeführt hat. Die Fragen, die er auf diesem Wege zu lösen suchte, sind: Untersuchungen über die Struktur des Betons, über Fehler in der Herstellung des Betons, über Zersetzungserscheinungen, wie sie z. B. durch Seewasser hervorgerufen werden. Schließlich befassen sich seine Untersuchungen mit dem Einfluß der Korngröße der Zuschlagstoffe und der Anmachwassermenge auf die Güte von Beton, und er suchte die Mittel zu finden zu einer besseren Ausnutzung der Einzelbestandteile des Betons.

Johnson verwendet zu diesen Untersuchungen Oberflächenschliffe und zum Teil auch Dünnschliffe. Hierbei verwendet er bei Beton von geringer Festigkeit Canada-Balsam als Härtungsmittel, um die Struktur des zu untersuchenden Betonstückes nicht zu zerstören. Johnson verwendete einen mikrophotographischen Apparat von Bausch & Lomb mit 30 cm Kameralänge. In Verbindung damit verwendet er ein liegendes Mikroskop durch Vermittlung eines Spiegelprismas.

Neben der photographischen Aufnahme wird auch die Projektion auf die Mattscheibe für die Untersuchungen verwendet, besonders wenn Johnson mit Hilfe des Planimeters die Zusammensetzung des Betons nach Zement, Sand und Zuschlagsstoffen aus der Fläche bestimmen will.

Die Untersuchungen John ons haben sehr wertvolle Ergebnisse gezeigt. Zwei typische Aufnahmen sind aus diesen Veröffentlichungen in Abb. 2 und 3 zu ersehen.

In Abb. 2 a bis d sind Aufnahmen aus dem Aufsatz von Johnson dargestellt bei einer 200-fachen Vergrößerung.

Die Bilder zeigen Nester von nichthydratisiertem Zement. Die körnige Lagerung der Zementpartikelchen sowie die nestartige Einschließung derselben durch abgebundene Zementmasse ist in b und d deutlich zu erkennen. Bild a und c zeigen das Verschwinden der körnigen Struktur der Nester, was auf einen Überrest von Zement in eutektischer Form hinweist. Das der Aufnahme c zugrunde gelegte Betonstück stammt aus einem 34 Jahre alten dauernd unter Wasser gewesenen Bauteil; trotzdem ist der Zement nicht vollständig hydratisiert.

Abb. 3a zeigt lange kristalline Ablagerungen oder Gänge im Beton, die in einer ursprünglichen schon vorhandenen Pore ihren Ausgangspunkt gehabt haben. Das durch die Poren eingedrungene Seewasser hat beim Verdunsten verschiedene Salze abgelagert. Der Verlauf des kristallinen Ganges zeigt, daß von demselben niemals ein Stück des Zuschlagsstoffes des Betons durchschnitten wird, sondern daß der Gang sich immer an das Bindemittel des Betons hält. Am Ende des Ganges (in der Aufnahme links unten), wo

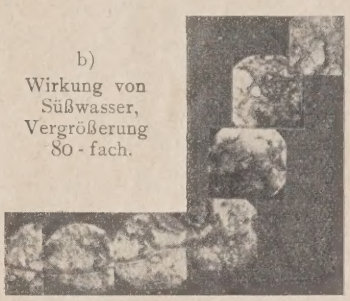


Abb. 3. Aufnahmen von Wassergängen im Beton (von Johnson).

sich die sprengende Wirkung der abgelagerten Salze am meisten geltend gemacht hat, ist dieser am mächtigsten.

Abb. 3 b zeigt strahlenförmig von einer Pore ausgehende kristalline Gänge, die durch den Durchgang von Süßwasser mit Ablagerungen erfüllt worden sind.

Die bautechnische Versuchsanstalt in Karlsruhe versucht das von Johnson erstmalig angewendete Verfahren weiter auszubauen. Zu diesem Zwecke wurde in Verbindung mit den Firmen Zeiß und Leitz beraten, in welcher Weise Verbesserungen an der Einrichtung getroffen werden könnten, umsomehr als die Einrichtung Johnsons nur Untersuchungen von Betonflächen mit sehr geringem Umfang zuließ. Gerade bei Betonuntersuchungen mit einem so ungleichmäßigen Gefüge ist es notwendig, die Einrichtung besonders in optischer Beziehung auszubauen und hierbei die Erfahrungen der auf diesem Gebiete seit langer Zeit arbeitenden Spezialfachleute zu verwerten. Von vornherein war klar, daß die Verwendung des Mikroskops nur in ganz beschränktem Umfange möglich ist, weil das Gesichtsfeld des zu vergrößernden Objektes dann auf ein Mindestmaß zurückgeführt wird. Beim Mörtel sind diese Untersuchungen ohne weiteres möglich. Für Beton kommt das Mikroskop nur insoweit in Frage, als es sich um Untersuchungen des im Beton vorhandenen Mörtels handelt. Desgleichen auch bei Betondünnschliffen. Hierbei wird das Polarisationsmikroskop mit einem zentrierbaren und verschiebbaren Objekttisch mit Vorteil zu verwenden sein.

Für die Oberflächenschliffe von Betonuntersuchungen werden die Vergrößerungen begrenzt sein, und deshalb ist es möglich, ohne Mikroskop auszukommen. Da es sich ferner darum handelt, Bilder mit großen Tiefenschärfen zu erhalten, wird man für diese Untersuchungen die Mikrophotographie ohne Mikroskop heranziehen.

Mit Rücksicht auf die starke Inanspruchnahme der optischen Werke, die lange Lieferungsdauer und die Unsicherheiten der Preisfestsetzung konnte bei den geringen Mitteln, die jetzt noch infolge der Geldentwertung für wissenschaftliche Untersuchungen zur Verfügung stehen, an eine Bestelluug der Einrichtung nicht gedacht werden. Sie wurde daher in der Anstalt selbst gebaut (siehe Abb. 4, 5 u. 6) [1]).

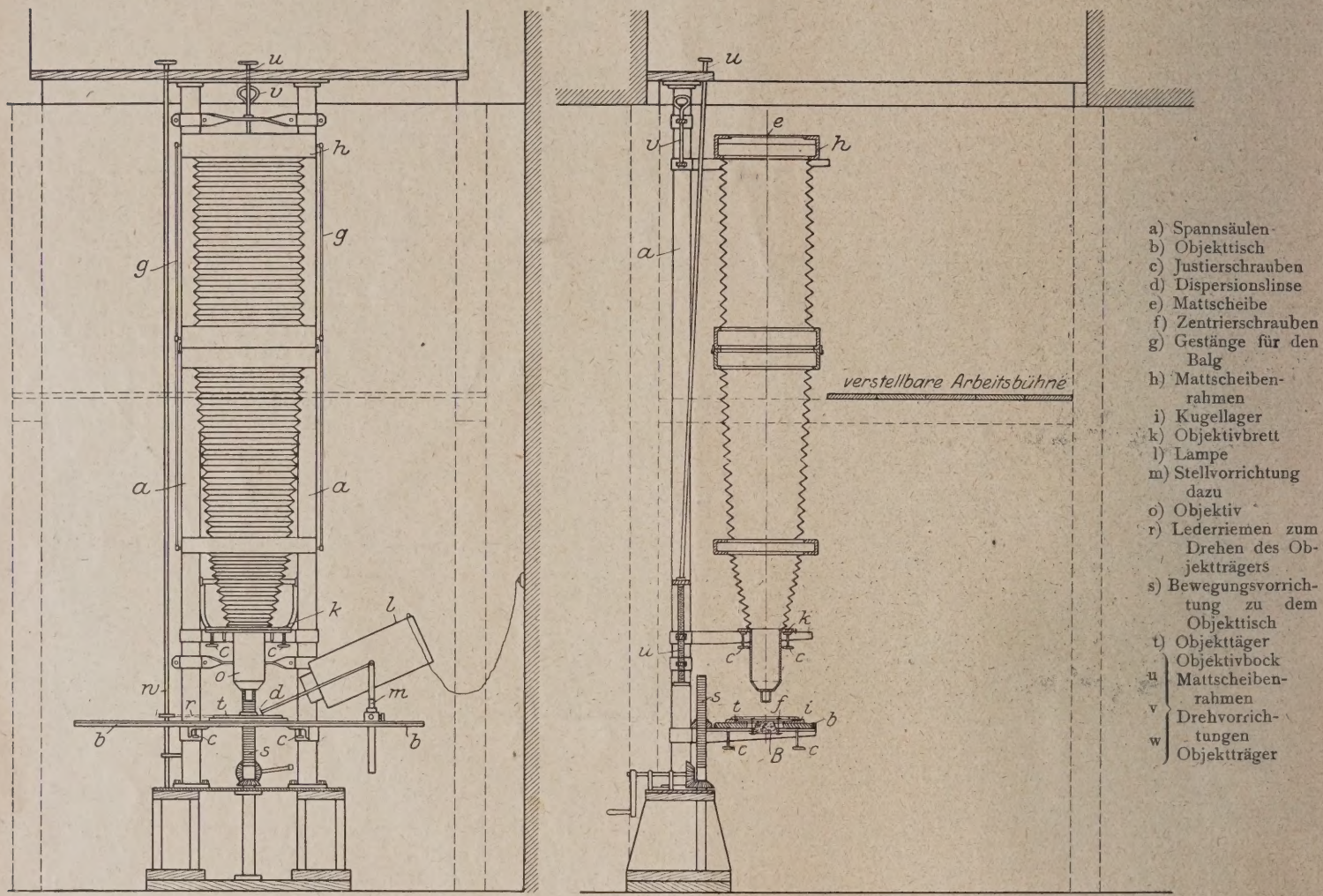


Abb. 4. Mikrophotographische Einrichtung zur Untersuchung von Betonschliffen (Vorder- und Seitenansicht).

Um den Apparat nicht übermäßig groß zu gestalten, und doch eine angemessene Vergrößerung zu erreichen, war es notwendig, Objektive von ganz kurzer Brennweite zu verwenden. Die für diese Zwecke von Leitz und Zeiß konstruierten Mikrosummare und Mikroplanare ergeben bei einer Brennweite von 20 bis 24 mm bei einer Kameralänge von 100 cm eine 40-fache Vergrößerung. Die Vergrößerung steigt auf das 80-fache bei einem Balgauszug von 200 cm.

Der Apparat, der deshalb eine ziemliche Höhe erreichte, ist in einem eigenen Raum vertikal aufgestellt worden, damit eine besondere Verdunkelung der Mattscheibe durch einen eigenen Aufbau möglich wird. Der Apparat besteht aus einem etwa 2,75 m hohen Gerüst mit einer an Spannsäulen (a) befestigten Kamera mit 200 cm nutzbarem Balgauszug.

Der Mattscheibenrahmen ruht auf einem Konsolträgerpaar auf, das längs der Spannsäulen verstellbar ist. Das Objektiv ist an einem weiten Tubus angeschraubt, der seinerseits an einer Metallplatte hängt; diese ruht auf drei angespitzten Schrauben, welche mit ihrem Gewinde in einem von den Spannsäulen konsolartig auskragenden Rahmen eingreifen und zum Horizontalstellen der Metallplatte dienen. Die Grobeinstellung erfolgt durch Höher- oder Tieferstellen des Objekttisches mittelst Spindel, die Feineinstellung desgleichen durch Verstellen des oben erwähnten konsolartigen Rahmens. Die letztere Einstellung kann auch von der Beobachtungsbühne am oberen Ende des Balgauszuges aus erfolgen, sodaß der Beobachter die scharfe Einstellung des Bildes auf der Mattscheibe ohne Inanspruchnahme eines Gehilfen bewerkstelligen kann. Beim Objekttisch ist durch Auflagerung auf 3 Schrauben auch eine Horizontaleinstellung möglich, er ist in der Mitte mit einem kreisförmigen Ausschnitt versehen, über dem die ringförmige Metallscheibe gelagert ist, an die von unten der Betonschliff mittelst Spannschrauben angepreßt wird.

Das Präparat wird in der tiefsten Lage des Tisches eingesetzt, worauf der Tisch mit der Spindel in die Lage hochgekurbelt werden kann, die für die Bilderzeugung bei fester Kameralänge notwendig ist. Als Lichtquelle dient eine 1250-kerzige Osram-Azo-Projektionslampe mit vorgeschaltetem Kon-

[1]) Um die Beschaffung der Einzelteile und den Aufbau der Einrichtung hat sich der frühere Assistent Dipl.-Ing. F. Maier besonders verdient gemacht; er wurde dabei von Dipl.-Ing. Kortlang aufs beste unterstützt.

densor und Dispersionslinse, die es gestattet, trotz des bei den großen Glühlampen verhältnismäßig großen Leuchtkörpers einen Kreis von 2 cm Durchmesser intensiv hell zu beleuchten, ohne die Fäden der Glühlampe, die besonders bei photographischen Arbeiten stark stören, abzubilden.

Die Lampe ist drehbar um eine horizontale und vertikale Achse. Der Objekttisch trägt auch die Lichtquelle, die mit Hilfe von Schaltern von der Höhe der Bildebene aus einschaltbar ist, ohne daß man gezwungen ist, den Beobachtungsstand zu verlassen.

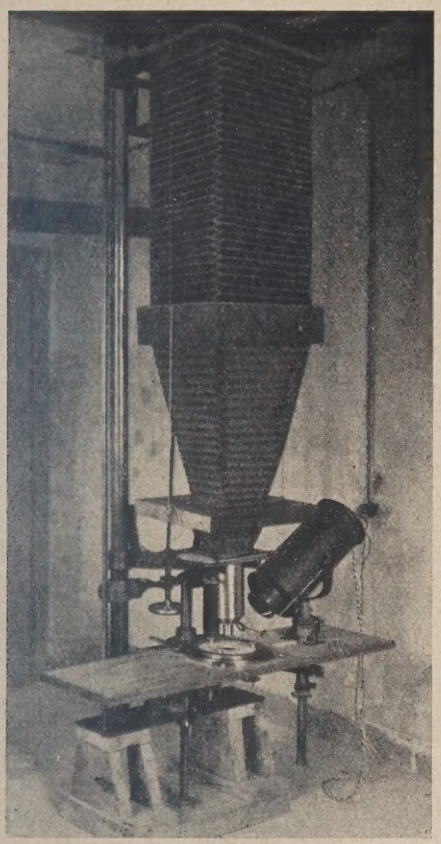


Abb. 5. Mikrophotografischer Apparat für die Untersuchung von Betonschliffen.

Unter dem Objektiv befindet sich der Objekttisch b, der seiner Höhenlage nach um 30 cm mittels einer Spindel s verstellbar ist. Die Justierschrauben c dienen zum Horizontalstellen von Objekttisch und Objektiv. Der Objektträger t ist auf einem ringförmigen Kugellager i aufgelegt, das durch einen Lederriemen r mit der Spindel u verbunden ist, die bis zum oberen Beobachtungsstand reicht und von dort in Tätigkeit gesetzt werden kann. Der Kugelkranz, dessen Mittelpunkt durch Zentrierschrauben in die optische Achse des Objektivs gebracht werden kann, soll eine leichte Drehbarkeit des Objektivs ermöglichen und ein besseres Erkennen der Projektionsbilder auf der Mattscheibe gewährleisten.

Die Beobachtung der Projektionsbilder auf der Mattscheibe geschieht von einer verstellbaren Arbeitsbühne aus. In der Decke des Arbeitsraumes ist über dem Apparat eine Öffnung ausgespart und mit einem kastenförmigen Aufsatze versehen, sodaß der Beobachter die ganze Länge des Balgauszuges ausnützen und unbehindert durch die Decke die Einstellungen auf der Mattscheibe bewerkstelligen kann.

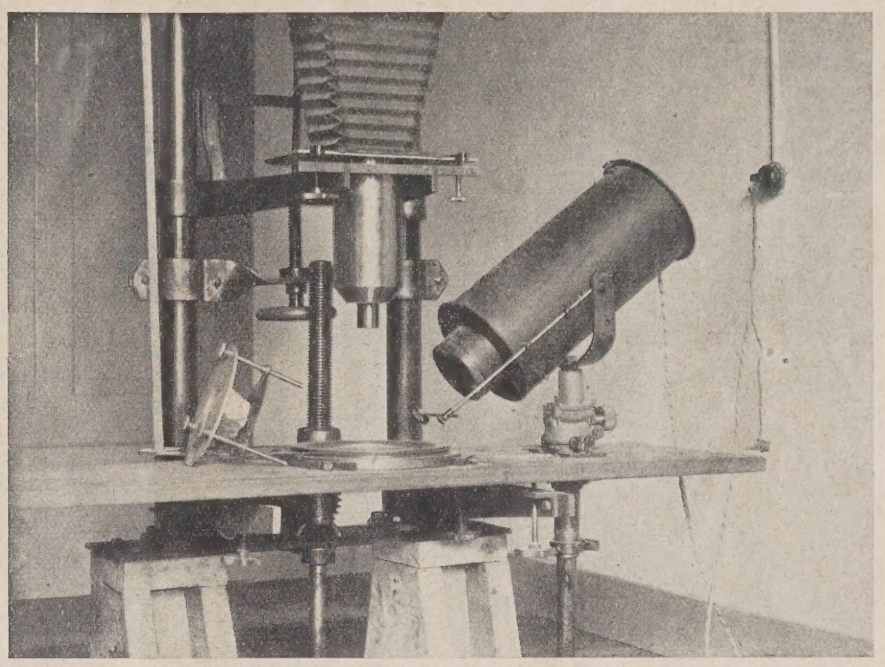


Abb. 6. Objektivtisch. Objektivträger und Beleuchtungseinrichtung.

Abb. 6 stellt eine Ansicht des Apparates dar mit aufgestellter Lampe vor dem Einsetzen eines Betonschliffs (B).

(Schluß folgt.)

STATISCHE UNTERSUCHUNG DES STOCKWERKRAHMENS.

Von Dr.-Ing. Béla Enyedi.

Die Spannweiten eines Stockwerkrahmens werden mit l_{ab}, l_{bc}, . . ., die Längen der Stützen mit h^a_{01}, h^b_{01}, . . . h_{12}, h_{23}, . . bezeichnet (Abb. 1) Die Stützen werden unten, in den Punkten A_0, B_0, . . . eingespannt, die Verbindungen in den Schnittpunkten der Balken und Stützen A_1, B_1, . . . A_2, B_2, . . . sind starr ausgebildet. Der oberste Balken, der sogenannte Schlußbalken $A_nB_nC_n$ . . . hat, wie das ganze Stockwerkrahmensystem, eine beliebige Form, während alle mittleren Balken eine gerade Achse haben. Die Querschnitte der einzelnen Rahmenglieder (Rahmen, Stützen) sind auch innerhalb der einzelnen Rahmenglieder veränderlich.

Der Stockwerkrahmen wird mit horizontalen und vertikalen, mit gleichmäßig verteilten und Einzelkräften belastet, auch können die einzelnen Rahmenglieder verschiedene Temparaturänderungen erleiden. Es sind die inneren Kräfte und Momente zu bestimmen, unter der durchaus erlaubten Voraussetzung, daß die Wirkung der Normal- und Querkräfte auf die Formänderungen vernachlässigt werden kann. Aus dieser Voraussetzung folgt, daß jeder Abzweigungsquerschnitt (Endquerschnitt einer Stütze oder eines Balkens) unter dem Einflusse der äußeren Belastung nur eine Verdrehung und eine horizontale Verschiebung erleidet, nicht aber eine vertikale Durchbiegung. Es ist selbstredend, daß die Endquerschnitte eines Balkens dieselbe Verdrehung und Verschiebung erleiden, wie die Endquerschnitte der mit dem Balken verbundenen Stützen.

Das Vorzeichen der inneren Kräfte und Momente wird, wie folgt, bestimmt: Für die linke Seite eines Schnittes durch den Balken wird die Kräfterichtung von unten nach oben, für den unteren Teil eines Stützenquerschnittes von rechts

nach links als positiv angenommen. Die Momente werden in den oben bezeichneten Schnitten als positiv betrachtet, wenn der Hebelarm nach links bez. abwärts gerichtet ist, so daß das im Sinne des Uhrzeigers drehende Moment positiv ist.

Das Problem kann als gelöst betrachtet werden, wenn das Momentenbild, welches diejenigen Momente aller Querschnitte des Rahmensystems darstellt, die infolge der äußeren Belastung und Temperaturänderung hervorgerufen werden, bestimmt ist, da auf Grund des Momentenbildes sämtliche Reaktionskräfte und Momente leicht ermittelt werden können. Aus diesem Grunde wird hier nur auf die Bestimmung des Momententbildes näher eingegangen.

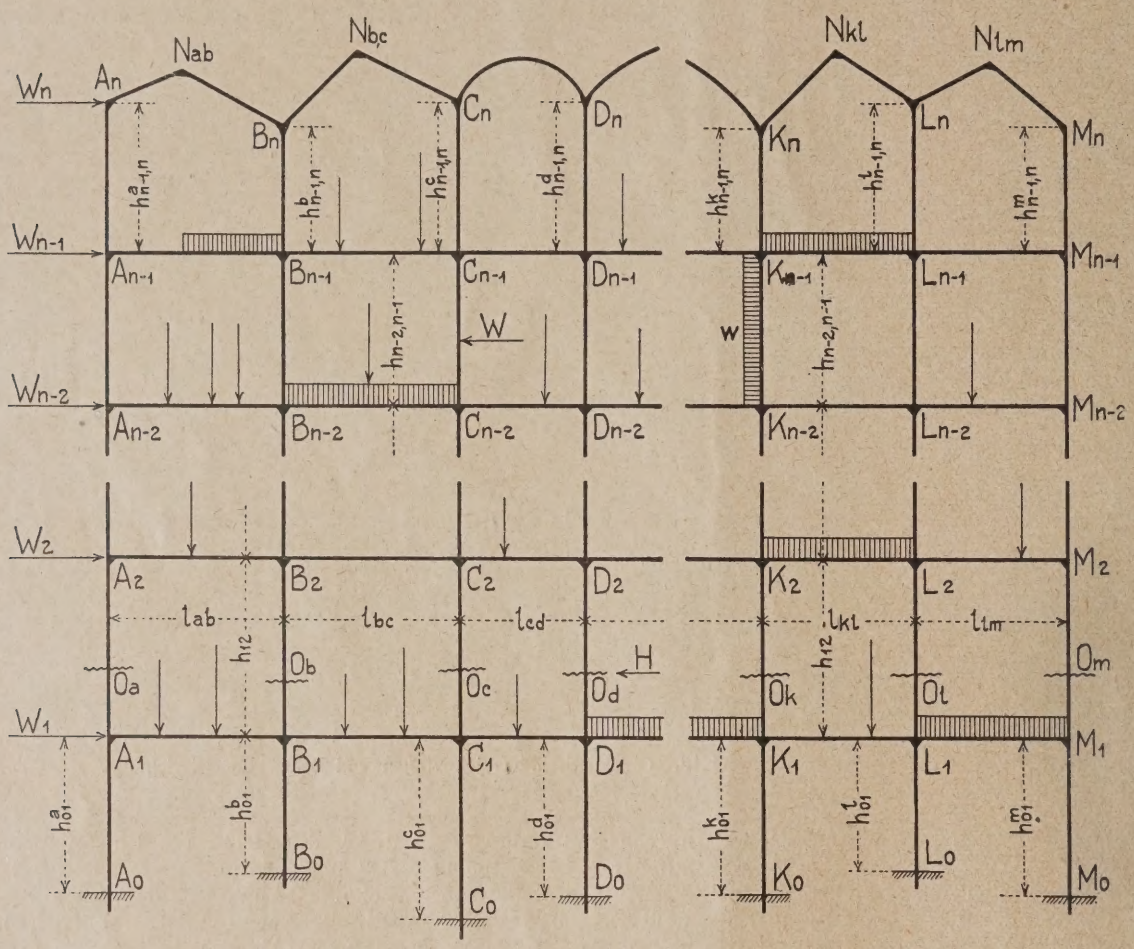


Abb. 1.

Die Methode wird graphisch oder analytisch sein, je nachdem die eine oder andere Berechnungsweise einfacher und übersichtlicher erscheint. Es wird grundsätzlich dasselbe Prinzip angewendet, wie in der *Ritter*schen Theorie für durchlaufende Träger, d. h. das Momentenbild der einzelnen Konstruktionsteile wird in einige Teile aufgelöst, deren Wirkung auf die Deformationen untersucht wird.

Momentenbild eines mittleren Balkens. Das Momentenbild eines mittleren Balkens, z. B. F_iG_i, wurde in Abb. 2, I. aufgezeichnet. Die Größe der Momente über den Endpunkten des Balkens werden mit m^i_{fg} bez. m^i_{gf} bezeichnet. Diese Momente werden von der Balkenachse aufgetragen, die Endpunkte sind M^i_{fg} und M^i_{gf}. Falls das Momentenbild der äußeren Kräfte gezeichnet wird, unter der Voraussetzung, daß der Balken F_iG_i ein Balken auf zwei Stützen ist und als Achse des Momentenbildes die Gerade $M^i_{fg}M^i_{gf}$ dient, und daraus das Momentenviereck $F_iG_iM^i_{gf}M^i_{fg}$ abgezogen wird, wird sich die schraffierte Fläche als Momentenbild des Balkens ergeben.

Dieses Momentenbild wird — ebenso, wie bei der Ritterschen Theorie — in drei Teilflächen aufgelöst, und zwar in die Dreiecke $F_iM^i_{fg}M^i_{gf}$ und $F_iG_iM^i_{gf}$ und in das Momentenbild des Balkens auf zwei Stützen. Bei der Bestimmung der Deformationen werden diese aufgelösten Momentenbilder in Betracht gezogen, daher müssen die Ordinaten derselben nach der bekannten Formel der Winkeländerungen:

$$\varphi = \frac{Mdx}{EJ} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1$$

umgerechnet werden, worin J das Trägheitsmoment des Balkenteilchens dx, und E das Elastizitätsmaß des Materials bedeutet. Falls J_0 ein beliebiges, konstantes Trägheitsmoment ist, und: $J = \frac{J_0}{i}$ dann wird:

$$\varphi = \frac{M\,dx\,i}{E\,J_0}.$$

Die Winkeländerungen werden ständig EJ_0-fach vergrößert, wo, durch die Winkeländerungen nach der Formel:

$$\varphi = M\,i\,dx \quad \ldots \quad (2$$

zu berechnen sein werden.

Durch die Umrechnung erhaltene, sogenannte Winkeländerungsbilder werden die ideellen Kräfte liefern, deren Größen gleich dem Flächeninhalt der Winkeländerungsbilder sind, deren Angriffspunkte mit dem Schwerpunkt der Winkeländerungsbilder zusammenfallen, und deren Sinn durch den Sinn des Momentenbildes bestimmt wird.

Um die Deformation des Rahmensystems bestimmen zu können, ist es zuerst nötig, die dre iideellen Kräfte jedes Balkens, und zwar die Größe und den Schwerpunkt jeder ideellen Kraft zu berechnen.

Die Größe und der Schwerpunkt der ideellen Kräfte, die aus dem Momentendreieck $F_iM^i_{fg}M^i_{gf}$ bez. $F_iG_iM^i_{gf}$ abgeleitet werden, sind mit F_i^g bez. G_i^f bezeichnet; da die Ordinaten des Momentendreieckes mit der Endordinate m^i_{fg} bez. m^i_{gf} proportional sind, ist es sicher, daß:

$$F_i^g = m^i_{fg}\,f_i^g \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3$$

$$G_i^f = m^i_{gf}\,g_i^f \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4$$

wo f_{gi} bez. g_{fi} die Größen der aus den entsprechenden Momentendreiecken gebildeten ideellen Kraft bedeuten, deren Endordinaten die Größe Eins haben (Abb. 2. II), d. h.:

$$m^i_{fg} = 1 \qquad m^i_{gf} = 1.$$

Um die Schwerpunkte F^i_g und G_i^f zu erhalten, können die letztgenannten Momentendreiecke benützt werden. Das Bild der Trägheitsmomenten (Abb. 2. III) ist durch die Abmessungen des Rahmensystems bekannt, daher können die Winkeländerungsbilder gezeichnet werden (M i dx), deren Schwerpunkt die gesuchten Schwerpunkte F_i^g und G_i^f ergeben.

Falls das Trägheitsmoment J, für den ganzen Balken konstant ist, werden die Schwerpunkte F_i^g und G_i^f in den Drittelpunkten liegen; alsdann ist:

$$f_i^g = g_i^f = {}^1/_2\, l_{fg}\, i.$$

Falls sich das Trägheitsmoment innerhalb des Balkens nur unbedeutend ändert, können die Schwerpunkte am einfachsten noch immer mittelst Berechnung bestimmt werden. Wenn hingegen die Trägheitsmomente größere Änderungen aufweisen, ist es zweckmäßiger, die Schwerpunkte nach Professor Dr.-Ing. Kherndl auf graphischem Wege, und zwar in folgender Art zu bestimmen:

Die Momentenordinate des Momentenbildes g_i^f, in der Entfernung x vom Punkte F_i beträgt: $\frac{x}{l_{fg}}$. Da das Bild der Trägheitsmomente J, gegeben ist (Abb. 2. III), kann das Bild i

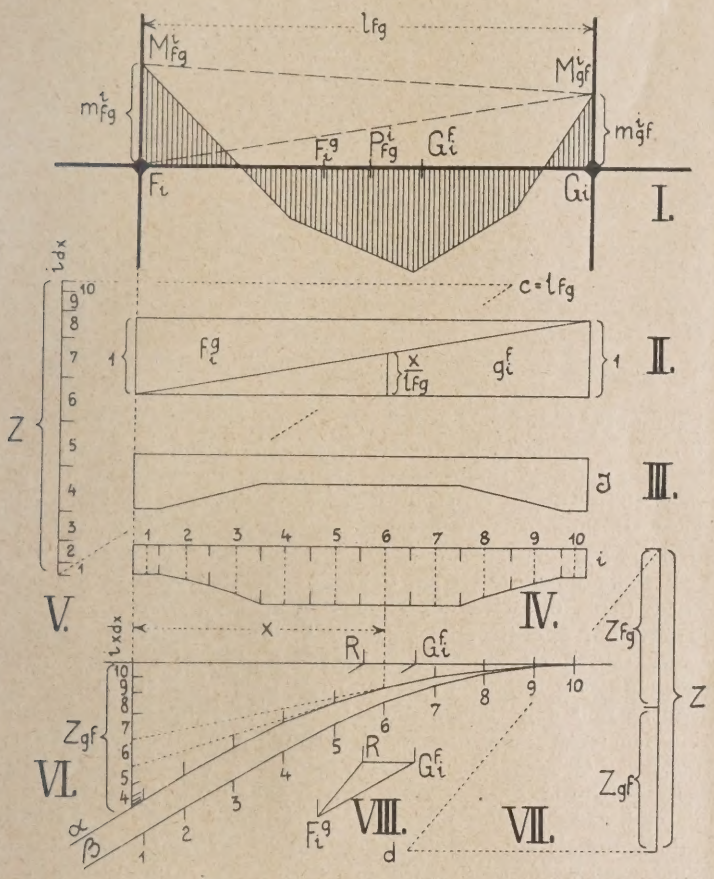


Abb. 2.

gezeichnet werden (Abb. 2. IV), welches in einige, z. B. in zehn Lamellen geteilt wird. Die Flächen der Lamellen werden als ideelle Kräfte aufgefaßt, die in dem Schwerpunkt der einzelnen Lamellen angreifen. Diese ideellen Kräfte werden in einem Kräftepolygon zusammengestellt (Abb. 2. V), und mit der Höhe l_{fg} wird ein Seileck gezeichnet (Abb. 2. VI. α); da die ideellen Kräfte die Größe i dx haben, werden die Seiten des Seilpolygons auf der Vertikalen durch F_i die Länge i x dx abschneiden. Wenn die Länge, die auf der Vertikalen durch F_i durch die erste und letzte Seilseite abgeschnitten wird, mit z_{gf} bezelchnet wird, so ist:

$$l_{fg}\, z_{gf} = \sum i\, x\, dx$$

oder:

$$z_{gf} = \sum \frac{x}{l_{fg}}\, i\, dx = g_{if}$$

Es folgt daraus, daß z_{gf} die aus dem Momentenbild g_i^f gebildeten ideellen Kräfte vertritt; deshalb kann man z_{gf} als zweites Kräftepolygon auffassen, und ein zweites Seileck zeichnen (Abb. 2. VI. β), dessen Schwerlinie G_i^f auf der Achse $F_i G_i$ den Schwerpunkt G_i^f ausschneidet. Es muß noch bemerkt werden, daß beim Zeichnen des zweiten Seilecks der Schnittpunkt R der ersten und letzten Seiten des ersten [α]-Seilpolygons, als Eckpunkt des zweiten Kräftepolygons verwendet wurde.

Der Schwerpunkt F_i^g wird dann — ohne nochmaliges Zeichnen von Polygonen — folgendermaßen gefunden:

Wenn das Momentenbild $f_i^g + g_i^f$ ist, dann wird jede Momentenordinate die Größe Eins haben (Abb. 2 II), das heißt die Größe der ideellen Kräfte ist i dx. Da diese ideellen Kräfte in dem ersten Kräftepolygon (Abb. 2. V) zusammengestellt wurden, wird die Schwerlinie des ersten Seilpolygons die Mittelkraft der ideellen Kräfte $f^g_i + g^f_i$ darstellen. Die Größe der Mittelkraft ist:

$$z = \sum i\, dx.$$

Die Größe von g_i^f ist z_{gf}, deshalb läßt sich für f_i^g schreiben:

$$f_i g = z - z_{gf} = z_{fg}.$$

Daher kann man die Größen z, z_{gf} und z_{fg} in einem Kräftepolygon (Abb. 2. VII) vereinigen und ein beliebiges Seilpolygon zeichnen, dessen erste und letzte Seiten (Abb. 2. VIII) die Schwerlinie F_i^g ergeben, die auf der Achse $F_i G_i$ den Schwerpunkt F_i^g abschneidet.

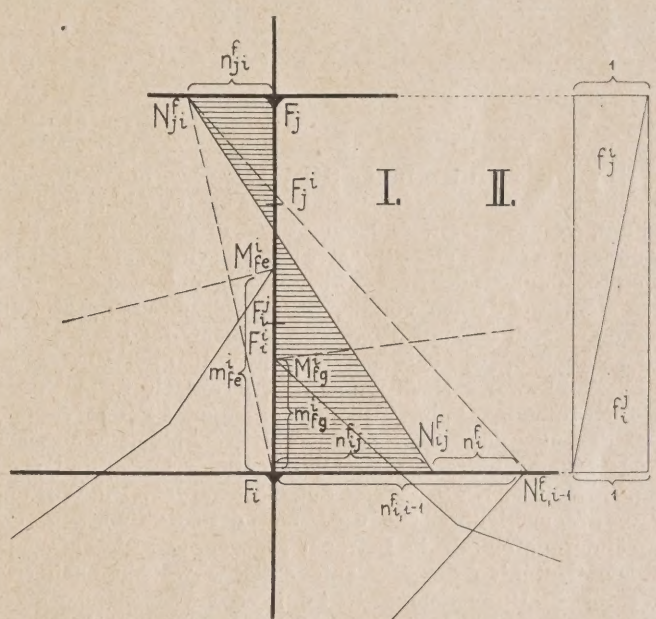


Abb. 3.

Wie aus obigem folgt, können die Schwerpunkte der Momentendreiecke jedes Balkens — ausgenommen die vom Schlußbalken — und die Größen der ideellen Kräfte ..., f_i^g, g^f, ... in jedem Falle leicht ermittelt werden.

Da die Lagen der Schwerpunkte F_i^g und G_i^f nur von den Abmessungen des Rahmensystems abhängen, können diese als feste Punkte betrachtet werden. Jeder Balken — den Schlußbalken ausgenommen — liefert daher zwei feste Punkte.

Die Größe und der Angriffspunkt der dritten ideellen Kraft, die aus dem Momentenbild der äußeren Kräfte gebildet wird, unter der Voraussetzung, daß der Balken ein Balken auf zwei Stützen sei, können leicht ermittelt werden. Falls das Trägheitsmoment konstant ist, und die Fläche des Momentenbildes T^i_{fg} ist, wird die Größe der dritten ideellen Kraft:

$$P^i_{fg} = i\, T^i_{fg}$$

sein, und der Angriffspunkt wird mit dem Schwerpunkt des

Momentenbildes zusammenfallen; falls das Trägheitsmoment nicht konstant ist, könnte man graphisch vorgehen:

$$P^i_{fg} = \sum M\,i\,dx$$

Der Angriffspunkt wird sich wiederum als Schwerpunkt der ideellen Kräfte ergeben.

Es ist selbstredend, daß bei der Änderung der Belastung sich auch die ideelle Kraft P^i_{fg} ändert, während die ideellen Kräfte f_i^g und g_i^f, die unverändert bleiben, wiederholt verwendet werden können.

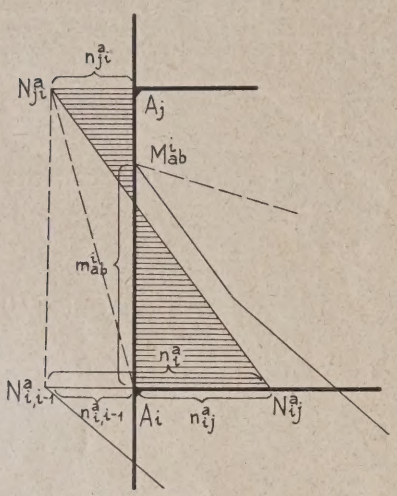


Abb. 4.

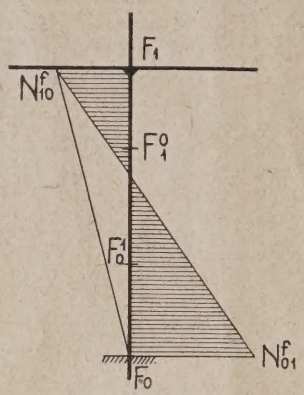


Abb. 5.

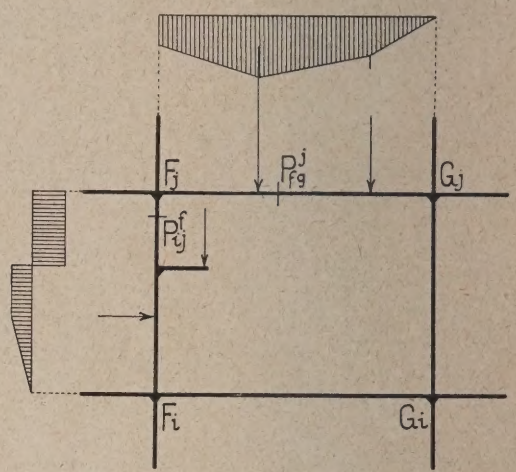


Abb. 6.

Momentenbild einer Stütze. Das Momentenbild einer mittleren Stütze, z. B. F_iF_j, wurde in Abb. 3 aufgezeichnet, vorausgesetzt, daß die Stütze in der ganzen Länge mit äußeren Kräften nicht belastet ist. Die Größe der Momente in den Endpunkten der Stütze wird mit n^f_{ij} und n^f_{ji} bezeichnet. Diese Momente werden von der Stützenachse aufgetragen, die Endpunkte sind N^f_{ij} und N^f_{ji}. Das Momentenbild $F_iN^f_{ij}N^f_{ji}F_j$ wird — ähnlich, wie bei dem Balken — in zwei Momentendreiecke und zwar $F_iN^f_{ij}N^f_{ji}$ und $N^f_{ji}F_jF_i$ aufgelöst.

Die Stütze $F_{i-1}F_i$ hat in dem Knotenpunkt F_i das Moment $n^f_{i,i-1}$ dessen Endpunkt $N^f_{i,i-1}$ ist. Das Momentendreieck $F_iN_{ji}N^f_{ij}$ kann weiter in zwei Momentendreiecke, und zwar $F_iN^f_{i,i-1}N^f_{ji}$ und $N^f_{ij}N^f_{i,i-1}N^f_{ji}$ aufgelöst werden. Die Wirkung der drei Momentendreiecke wird bei der Bestimmung der Formänderung einzeln in Betracht gezogen.

Die Ordinaten der Momentendreiecke werden nach entsprechender Umrechnung (M i dx) die Winkeländerungen liefern, woraus sich die ideellen Kräfte, und zwar F_i^j, F_j^i und F_i^i von den Momentendreiecken $F_iN^f_{i,i-1}N^f_{ji}$, $N^f_{ji}F_jF_i$ und $N^f_{ij}N^f_{i,i-1}N^f_{ji}$ und deren gleichbezeichnete Schwerpunkte ergeben. Es ist selbstredend, daß F_i^j und F_i^i zusammenfallen.

Falls die Momente $n^f_{i,i-1}$ und n^f_{ji} die Größe Eins haben, können die Größen der ideellen Kräfte f_i^i und f_j^i und deren Schwerpunkte F_i^j und F_j^i ebenso bestimmt werden, wie dies für den Balken in Abb. 2 gezeigt wurde. Es ist auch selbstverständlich, daß:

$$F_i^j = n^f_{i,i-1}\,f_i^j \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5$$

$$F_j^i = n^f_{ji}\,f_j^i \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6$$

$$F_i^i = n_i^f\,f_i^j \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (7$$

Die Balkenmomente in dem Knotenpunkte F_i sind m^i_{fe} und m^i_{fg}. Da in jedem Knotenpunkte wegen des Gleichgewichtes die Summe der Momente verschwinden muß, so ergibt sich:

$$m^i_{fg} - m^i_{fe} + n^f_{ij} - n^f_{i,i-1} = m^i_{fg} - m^i_{fe} + n_i^t = o \quad . \quad (8$$

Hierbei wurde das angenommene Vorzeichen der Momente in Betracht gezogen.

Das Momentenbild einer äußeren Stütze, z. B. A_iA_j wurde in Abb. 4 aufgezeichnet, vorausgesetzt, daß äußere Kräfte die Stütze nicht belasten. Die ideellen Kräfte und deren Schwerpunkte werden ebenso gebildet, wie früher, die Gleichung (8) wird hier aber etwas einfacher lauten:

$$m^i_{ab} + n_i^a = o \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9$$

Das Momentenbild einer untersten Stütze z. B. F_0F_1 (Abb. 5) wird nur in zwei Dreiecke aufgelöst, und zwar $F_0N^f_{01}N^i_{10}$ und $N^f_{10}F_1F_0$, deren Ordinaten die Winkeländerungen bestimmen. Aus den Winkeländerungen können die ideellen Kräfte F_0^1 und F_1^0 bez. f_0^1 und f_1^0 und deren Schwerpunkte F_0^1 und F_1^0 ebenso berechnet werden wie früher. Die Gleichung (8) fällt weg, da in F_0 nur ein einziges Moment vorkommt.

Da die Lagen der Schwerpunkte F_i^j, F_j^i und F_i^i nur von den Abmessungen des Rahmensystems abhängen, können sie als feste Punkte betrachtet werden. Daher liefert jede Stütze drei bzw. zwei feste Punkte.

Falls die Stütze, z. B. F_iF_j, mit äußeren Kräften belastet wird (Abb. 6), wird ein Halbrahmen, und zwar $F_iF_jG_j$ als Träger auf zwei Stützen betrachtet, dessen rechtsseitiges Auflager sich horizontal verschieben kann. Das Momentenbild der äußeren Kräfte wird dann — wie gewöhnlich, für die Stütze und den Balken gesondert — gezeichnet, woraus die ideellen Kräfte und deren Schwerpunkte P^f_{ij} und P^j_{fg}, die als gegebene Größen zu betrachten sind, — ebenso, wie es früher gezeigt wurde — bestimmt werden können. Es ist selbstredend, daß der auf die Stütze F fallende Teil dieses Momentenbildes nur als ein Teil des ganzen Momentenbildes der Stütze angesehen werden kann, wozu noch die drei — vorläufig unbekannten — Momentendreiecke der Stütze zu addieren sind, um das ganze Momentenbild der Stütze erhalten zu können. Der auf den Balken fallende Teil des Momentenbildes wird ebenso behandelt, als wenn die Stütze unbelastet wäre.

Momentenbild des Schlußbalkens. Um die Momente des Schlußbalkens und der obersten Stützen untersuchen zu können, muß jede Stütze am untersten Querschnitt durchgeschnitten werden (Abb. 7). Die horizontalen äußeren Kräften und die äußeren Kräfte der Stützen werden ebenso behandelt, wie dies in Abb. 6 gezeigt wurde (Abb. 7. II); wenn aber nur vertikale Belastungskräfte vorkommen, wird das einfache Momentenbild des Trägers auf zwei Stützen gezeichnet. Die Bestimmung der ideellen Kräfte und deren Schwerpunkte wird aber nicht so einfach sein, da die Achse des Balkens keine Gerade ist.

Es wurde in Abb. 8. II—III das Momentenbild (M-Linie) eines Halbrahmens aufgezeichnet. Die Winkeländerungen sind:

$$\varphi = \frac{M\,ds}{E\,J}$$

Falls die Achse des Trägerelementes (ds) mit der Grundlinie des Momentenbildes den Winkel φ einschließt, ist:

$$dx = ds \cos \varphi$$

Deshalb:

$$\varphi = \frac{M\,dx}{E\,J \cos \varphi} = \frac{M\,i\,dx}{E\,J_0 \cos \varphi}$$

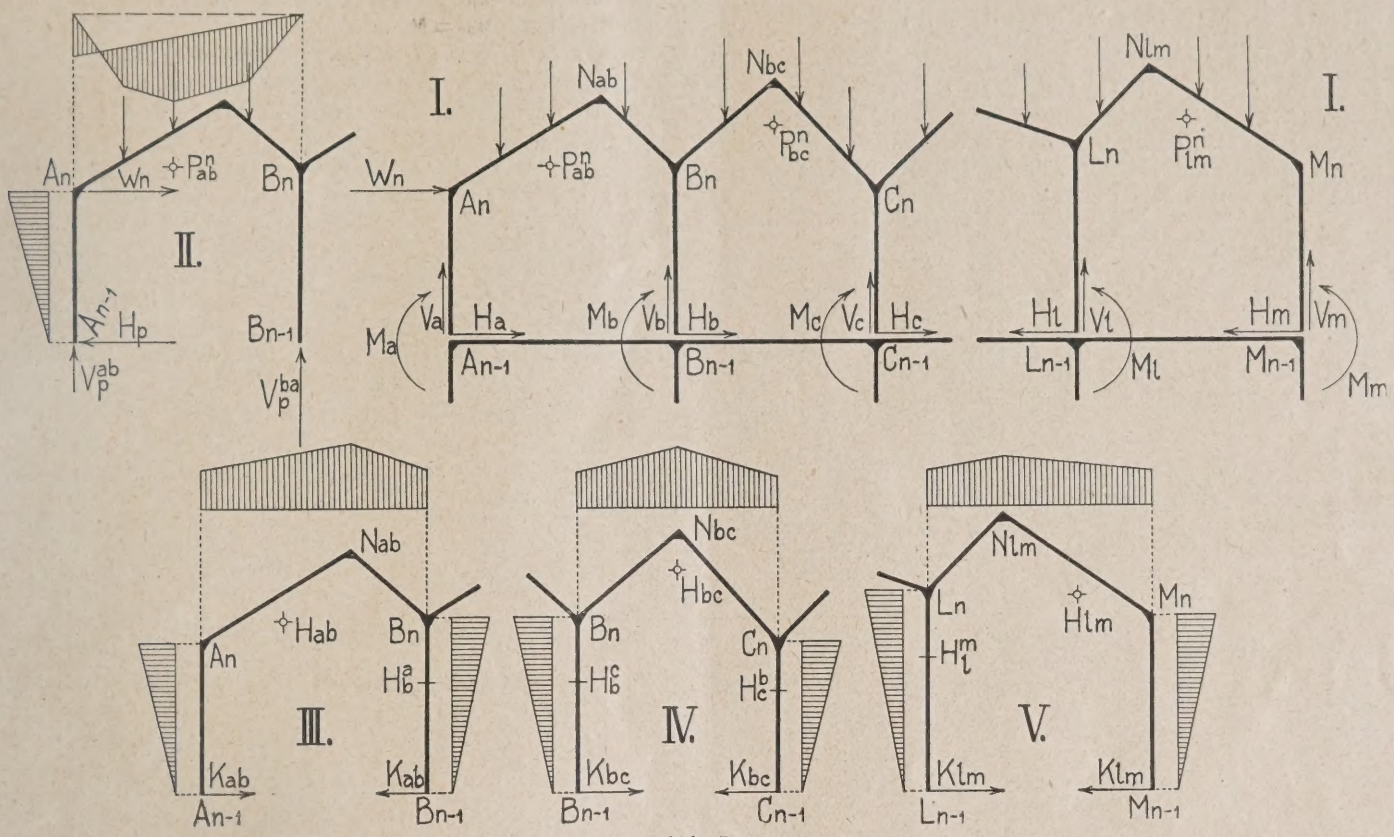


Abb. 7.

und wenn die Winkeländerungen ständig EJ_0-fach vergrößert werden,

$$\varphi = M \frac{i}{\cos \varphi}\,dx.$$

Daher wurden die Momentenordinaten mit i/cos φ multipliziert, wodurch sich die Winkeländerungsbilder (W-Linie) ergeben.

Die Fläche der Winkeländerungsbilder ergibt die Größe der ideellen Kraft. Um den Schwerpunkt derselben erhalten zu können, wird das Bild in Lamellen geteilt. Für die Flächenkräfte der Lamellen, die in den Schwerlinien der Lamellen wirken, wird ein Kräftepolygon gezeichnet (Abb. 8. IV). Die ideellen Kräfte werden vertikale und horizontale Richtung haben, und die Seilecke (Abb. 8. V—VI) der ideellen Kräfte werden für beide Richtungen gezeichnet. Die Schwerlinien der ideellen Kräfte sind daher die Vertikale durch P_v und die Horizontale durch P_h, deren Schnittpunkt P als Angriffspunkt der ideellen Kraft für den Halbrahmen zu betrachten ist.

Die Momente, die ideellen Kräfte (P^n_{ab}, P^n_{bc}, ..., P^n_{lm}) und deren Schwerpunkte sind bestimmt worden (Abb. 7. I), ebenso, wie es in Abb. 8 gezeigt wurde. Die horizontalen (H_p) und vertikalen Reaktionskräfte der Träger auf zwei Stützen sind von den Reaktionskräften H_a, H_b, ..., H_m und V_a, V_b, .., V_m, die in den Schnitten durch die untersten Querschnitte der Stützen auftreten, in Abzug gebracht. Da aber die Reaktionen der Träger auf zwei Stützen mit den äußeren Kräften Gleichgewicht halten, ist es sicher, daß die nach dem erwähnten Abzug zurückgebliebenen Reaktionskräfte H_{aa}, H_{bb}, ..., V_{aa}, V_{bb}, ... mit den Reaktionsmomenten M_a, M_b, ... zusammen ein Gleichgewichtssystem bilden.

Da in diesem Gleichgewichtssystem alle horizontalen Kräfte in derselben Horizontalen angreifen, stehen diese auch in Gleichgewicht, demzufolge müssen die vertikalen Kräfte V_{aa}, V_{bb}, ... und die Momente M_a, M_b, ... auch unter sich Gleichgewicht halten.

Das Gleichgewichtssystem der horizontalen Kräfte H_{aa}, H_{bb}, ... wird in weitere Gleichgewichtssysteme aufgelöst, und zwar derart, daß jeder Rahmen durch gleich große, aber entgegengesetzt gerichtete horizontale Kräfte belastet wird. Für die einzelnen Rahmen sind diese Kräfte: K_{ab}, K_{bc}, ... K_{lm} (Abb. 7. III—V). Diese Kräfte müssen den Bedingungen entsprechen:

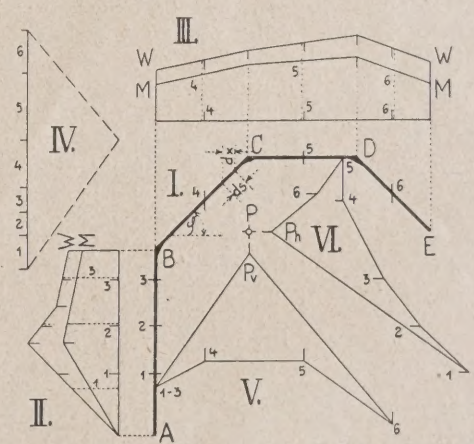


Abb. 8.

$$K_{ab} = H_{aa},\ K_{ab} + K_{bc} = H_{bb},\ K_{bc} + K_{cd} = H_{cc}, \ldots;\ K_{lm} = H_{mm}\ .\ (10$$

Die Momentenbilder, welche die von diesen Kräften hervorgerufenen Momenten erhalten, ferner die Winkeländerungsbilder, die ideellen Kräfte und deren Angriffspunkte können leicht ermittelt werden (Abb. 7. III—V), ebenso wie es in Abb. 8 durchgeführt wurde. Die Größe der ideellen Kräfte

werden für die Halbrahmen $A_{n-1}A_nB_n$ bez. $L_nM_nM_{n-1}$ mit H_{ab} bez. H_{lm}, für die Stützen $B_{n-1}B_n$, $C_{n-1}C_n$, ... mit H_b^a, H_b^c, H_c^b, H_c^d, ... und für die Balken B_nC_n, C_nD_n, ..., mit H_{bc}, H_{cd}, ... bezeichnet. Die Schwerpunkte, mit gleichen Buchstaben bezeichnet, wurden unter der Voraussetzung bestimmt, daß die Kräfte K_{ab}, K_{bc}, K_{cd}, ... die Größe Eins haben. Falls die Größe der ideellen Kräfte in dem letzten Falle mit h_{ab}, h_{lm}, $h_b^a = h_b^c = h_b$, $h_c^b = h_c^d = h_c$, ... h_{bc}, h_{cd}, ... bezeichnet wird, ist:

$$H_{ab} = K_{ab}h_{ab},\quad H_b^a = K_{ab}h_b,\quad H_b^c = K_{bc}h_b,\quad H_{bc} = K_{bc}h_{bc} \quad . \quad (11$$

Da die Lage sämtlicher H-Punkte sowie die Größe sämtlicher ideellen Kräfte nur von den Abmessungen des Rahmensystems abhängen, sind die H-Punkte feste Punkte.

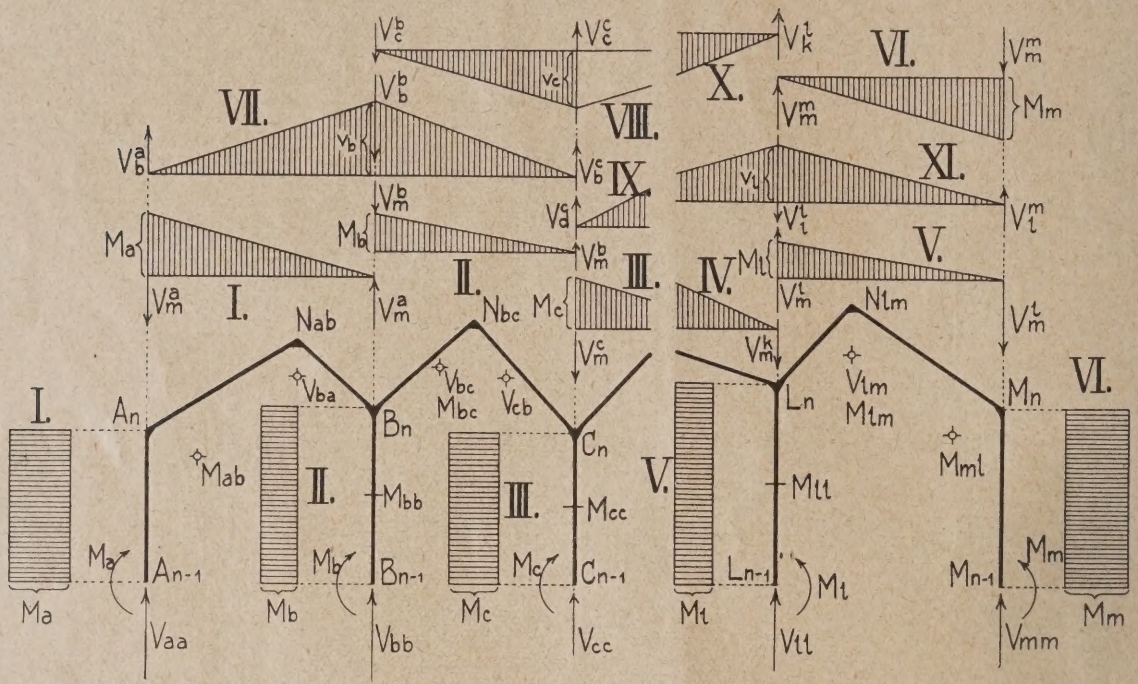


Abb. 9.

Die vertikalen Reaktionskräfte V_{aa}, V_{bb}, .. und die Reaktionsmomente M_a, M_b, ..., die miteinander Gleichgewicht halten, werden in weitere Gleichgewichtssysteme aufgelöst (Abb. 9). Zu den einzelnen Reaktionsmomenten M_a, M_b, ... werden Kräftepaare gebildet, deren Moment gleich groß, aber entgegengesetzt gerichtet ist, wie das Reaktionsmoment. Die Kräfte des Kräftepaares sind vertikal, und die eine wirkt in derselben Stütze, in der das Reaktionsmoment auftritt, die andere in der nächsten Stütze; d.h. zu den Reaktionsmomenten M_a, M_b, M_c, ..., M_l, M_m gehören die Kräftepaare, die aus den Kräften V_m^a, V_m^b, V_m^c, ..., V_m^l, V_m^m bestehen und in den Stützen A und B, B und C, C und D, ..., L und M, ferner M und L wirken; daher wird (Abb. 9. I—VI):

$$\left.\begin{aligned} M_a &= V_m^a l_{ab}, \quad M_b = V_m^b l_{bc}, \quad M_c = V_m^c l_{cd} \\ &\cdots\cdots\cdots, \quad M_l = V_m^l l_{lm}, \quad M_m = V_m^m l_{lm} \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad (12$$

Die Momentenbilder, welche die von diesen Gleichgewichtssystemen hervorgerufenen Momente enthalten, ferner die Winkeländerungsbilder, die ideellen Kräfte und deren Angriffspunkte können genau so ermittelt werden, wie es in Abb. 8 durchgeführt wurde. Die Größe der ideellen Kräfte, die aus den Gleichgewichtssystemen M_a und M_m abgeleitet sind, werden mit M_{ab} und M_{ml}, die übrigen mit M_{bb}, M_{cc}, ..., M_{ll} bez. M_{bc}, M_{cd}, ..., M_{lm} bezeichnet, je nachdem sie zu einer Stütze oder einem Balken gehören. Die Schwerpunkte, welche mit gleichen Buchstaben bezeichnet sind, wurden unter der Voraussetzung bestimmt, nach der die Reaktionsmomente M_a, M_b, ..., M_m die Größe Eins haben. Falls die Größe der ideellen Kräfte in dem letzten Falle mit m_{ab}, m_{ml}, m_{bb}, m_{cc}, ..., m_{bl}, m_{bc}, m_{cd} ..., m_{lm} bezeichnet wird, folgt:

$$\left.\begin{aligned} M_{ab} &= M_a m_{ab}, \quad M_{ml} = M_m m_{ml}, \quad M_{bb} = M_b m_{bb}, \quad \cdots\cdots \\ M_{ll} &= M_l m_{ll}, \quad M_{bc} = M_b m_{bc}, \quad \cdots\cdots, \quad M_{lm} = M_l m_{lm} \end{aligned}\right\} \quad . \quad (13$$

Auch hier sind, da die Lage sämtlicher M-Punkte sowie die Größe sämtlicher ideellen m-Kräfte nur von den Abmessungen des Rahmensystems abhängen, die M-Punkte feste Punkte.

Wenn aus den V_{aa}, V_{bb}, ..., V_{mm}-Kräften die entsprechenden V_m^a, V_m^b, ..., V_m^m-Kräfte abgezogen werden, wird ein im Gleichgewicht stehendes Kräftesystem zurückbleiben. Dieses System wird weiter wie folgt aufgelöst:

In der Stütze A wirkt von diesem System die Kraft $V_b^a = V_{aa} - V_m^a$; zu dieser Kraft werden zwei solche vertikale Kräfte V_b^b und V_b^c gesucht, die mit V_b^a Gleichgewicht halten und in den Stützen B und C wirken. Das Momentenbild wurde in Abb. 9. VII gezeichnet.

In der Stütze B wirkt noch die freie Kraft $V_c^b = V_{bb} + V_m^a - V_m^b - V_b^b$, zu ihr werden zwei vertikale Kräfte V_c^c und V_c^d gesucht, die mit V_c^b Gleichgewicht halten und in den Stützen C und D wirken. Das Momentenbild wurde in Abb. 9. VIII gezeichnet.

In gleicher Weise werden die Kräfte V_d^c, V_d^d, V_d^e, ..., V_l^k, V_l^l, V_l^m gefunden, deren Momentenbilder in Abb. 9 IX—XI gezeichnet sind. Je drei Kräfte stehen immer im Gleichgewicht und in jeder Stütze ergibt die Summe der V-Kräfte die V_{aa}, V_{bb}, ..., V_{mm}-Kräfte; deshalb ist es sicher, daß die Auflösung vollkommen durchgeführt wurde.

Aus den Momentenbildern der einzelnen Gleichgewichtssysteme können die Winkeländerungsbilder, die ideellen Kräfte und deren Angriffspunkte leicht ermittelt werden. Die Größe der ideellen Kräfte für die Balken werden mit V_{ba} und V_{bc}, V_{cb} und V_{cd}, ..., V_{lk} und V_{lm} bezeichnet, die Schwerpunkte, die mit gleichen Buchstaben bezeichnet sind, wurden auch hier unter der Voraussetzung bestimmt, daß die Momente über den Stützen V_b, V_c, ..., V_e die Größe Eins haben. Falls die Größe der ideellen Kräfte in dem letzten Falle mit V_{ba} und V_{bc}, V_{cb} und V_{cd}, ..., V_{lk} und V_{lm} bezeichnet wird, ist:

$$V_{ba} = v_b v_{ba},\quad V_{bc} = v_b v_{bc},\quad \cdots,\quad V_{lk} = v_l v_{lk},\quad V_{lm} = v_l v_{lm} \quad (14$$

Es ist selbstredend, daß die Schwerpunkte V_{bc}, V_{cd}, ..., V_{lm} mit M_{bc}, M_{cd}, ..., M_{lm} zusammenfallen, die entsprechenden ideellen v- und m-Kräfte gleich sind, und alle V-Punkte ebenfalls feste Punkte sind.

(Fortsetzung folgt.)

HEFT 43 UND 44 DER VERÖFFENTLICHUNGEN DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

A. Heft 43. Versuche zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Betonkörpern mit und ohne Traß [1]).

Über Versuche mit Zement-Traß-Beton, ausgeführt in den Jahren 1909 bis 1918 in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart, berichtet in Heft 43 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Herr O. Graf. Die Versuche, um deren Erörterung und Beurteilung es sich hier handelt, wurden im Auftrage von 8 Behörden und Firmen ausgeführt; sie sind, dem Berichte folgend, nachstehend mit den Buchstaben A bis H bezeichnet Sie beziehen sich auf die Bestimmung der Würfelfestigkeit und Zugfestigkeit, der Elastizität, der Biegefestigkeit bei Verbundbalken, der Längenänderungen bei Körpern mit und ohne Traßzusatz und endlich auf die Wasserdurchlässigkeit von Beton mit Traß- und mit Kalkzusatz.

I. Bei den Versuchen zur Ermittlung der Würfelfestigkeit des Betons ohne und mit Traß kommen zunächst Versuche der Firma A in Frage. Verwendet wurde 1 Teil Heidelberger Zement und 0,5 bzw. 0,7 Teile Traß zu 4,3 bzw. 5 Teilen Sand und Kies. Es zeigte sich, daß der Beton mit Traßzusatz (0,5) gegen Beton ohne solchen bei feuchter Lagerung eine um 3 vH erhöhte Würfelfestigkeit, bei trockener Lagerung (7 Tage feucht, dann trocken) um 2 vH verkleinerte Würfelfestigkeit ergab. Bei Zusatz von 0,7 Teilen Traß, also bei Ersetzung eines Teiles der Sand-Kies-Zuschlagstoffe durch Traß — gegenüber dem Normalmischungsverhältnis mit 0,5 Traß — ergab sich eine Festigkeitserhöhung von 11 bzw. 2 vH bei feuchter bzw. trockener Lagerung Allgemein zeigte sich ferner, daß sowohl bei Hinzufügung von Traß, als auch bei dem reinen Zementbeton die trockene Lagerung etwas höhere Festigkeiten als die feuchte zur Folge hatte, und daß die Würfelfestigkeit des Betons mit Traß mit der Zunahme des Wasserzusatzes abnimmt. Die gefundenen wertvollen Mittelwerte aus je 3 Versuchen gibt die nachfolgende Zusammenstellung wieder:

Mischung*)	Würfelfestigkeit kg/qcm feucht	trocken
1 Z. : 0,5 T. : 5,0 S + K. : 9,6 Gew. % W.	314	330
1 Z. : 0,5 T. : 5,0 S. + K : 10,9 Gew. % W.	267	281
1 Z. : 0,5 T. : 5,0 S. + K. : 8,5 Gew. % W.	337	364
1 Z. : 0,7 T. : 4,3 S. + K. : 10,7 Gew. % W.	340	345
1 Z. : 0,0 T. : 5,0 S. + K. : 8,0 Gew. % W.	306	337

Bei Versuchen der Behörde D, durchgeführt in Stampfbeton und den Mischungsverhältnissen 1 : 8, 1 : 10, 1 : 12, 1 : 15 und Zufügung von Traß bei den letzt genannten 3 Mischungen im Verhältnis von 0,5 bis 0,75 Raumteilen Traß, ergab sich ebenfalls, daß die Würfelfestigkeit des Betons mit 0,5 R. T. Traß bei allen Mischungsverhältnissen erheblich höher sich stellte, als ohne Traßzusatz und daß durch Vermehrung der Traßmenge auf 0,75 R.T. die Größe der Würfelfestigkeit nicht ausgeprägt beeinflußt wurde. Die Vergrößerung der Festigkeit zeigen beispielsweise die folgenden Reihen:

Mischung	Druckfestigkeit kg/qcm
1 Z. : 10 S. + K.	115
1 Z. : 0,5 T. : 10 S. + K.	143
1 Z. : 0,75 T. : 10 S. + K.	157
1 Z. : 12 S. + K.	88
1 Z. : 0,5 T. : 12 S. + K.	114
1 Z. : 0,75 T. : 12 S. + K.	106

Versuche der Firma C erstrecken sich auf erdfeucht gestampfte Kunststeinmasse, Alter 28 Tage, trockene Lagerung; auch hier ist die Würfelfestigkeit um 17 vH vermehrt worden.

Bei Versuchen für die Behörde E trat 1 R. T. Traß anstelle von 0,5 R. T. Zement. Das Mischungsverhältnis war hier rd 1 Z. + T. : 2,5 S. : 3,25 K. bzw. 1 : 2,2 : 3,4. Hier blieb die Würfelfestigkeit des Betons mit Traßzusatz erheblich gegenüber der ohne solchen zurück und erreichte nach 7 Tagen i. M. nur 0,62, nach 28 Tagen 0,78 der letzteren Größe. Hieraus zeigt sich aber, daß der Einfluß des Trasses sich bereits nach 28 Tagen recht erheblich gegenüber der Anfangserhärtung verstärkt hat und eine weitere Ausgleichung der Festigkeit im Laufe der Zeit zu erwarten steht. Ähnliche Ergebnisse zeitigten Versuche der Firmen F u. G, bei denen ebenfalls ein Teil des Zementes (0,5 bzw. 0,33 bzw. 0,25 Teile) durch Traß ersetzt wurde. Auch hier ergab sich, daß die Festigkeitsunterschiede mit steigendem Alter der Probekörper kleiner werden.

Einige der Versuchsergebnisse der Reihen E, F, G sind in der nachstehenden Zusammenstellung wiedergegeben.

Mischung	Druckfestigkeit nach 28 Tagen kg/qcm
1 Z. : 2,25 S. : 3,25 St. : 8 Gew. % W.	321
1 Z. : 0,5 T. : 2,75 S : 4,25 St. 8,4 Gew. % W.	253
1 Z. : 2,25 S. : 14 Gew. % W.	322
1 Z. : 0,5 T. : 2,75 S. : 14,5 Gew. % W.	265
1 Z. : 2,25 S. : 19,0 Gew. % W.	197
1 Z. : 0,5 T. : 2,75 S. : 19,5 Gew. % W.	146
1 Z. : 2,25 S. : 3,25 St. : 8 Gew. % W.	268
1 Z. : 0,5 T. : 2,75 S. : 4,25 St. : 8,5 Gew. % W.	188
1 Z. : 9 S. + K. : 6,9 Gew. % W.	185
2/3 Z. : 1/3 T. : 9 S. + K. : 6,9 Gew. % W.	127
2/3 Z. : 9 S. + K. : 6,9 Gew. % W.	105
3/4 Z. : 9 S. + K. : 6,9 Gew. % W.	136
3/4 Z. : 1/4 T. : 9 S. + K. : 6,9 Gew. % W.	139

O. Graf faßt die Ergebnisse aller dieser Würfeldruckversuche in die folgenden Leitsätze zusammen:

„Eine Verminderung der Würfelfestigkeit des Zementbetons durch **Zusatz** von Traß ist nicht festgestellt worden; in der Regel wurde durch Traßzusatz eine Erhöhung der Würfelfestigkeit bewirkt.

Die Bedeutung von Traß als **teilweiser Ersatz** für Zement wird durch die Ergebnisse unter E, F, G beleuchtet. Die Zusammensetzung des Zementes und des Trasses sowie des Sandes wird dabei zu berücksichtigen sein. Für solche Fälle empfiehlt es sich deshalb, Vorversuche mit den Materialien anzustellen, die angewandt werden sollen.

[1]) Mit 14 Textabbildungen und 18 Zusammenstellungen von O. Graf, Ingenieur der Materialprüfungsanstalt Stuttgart. Verlag Ernst u. Sohn, 1920, Preis 9,50 M. zuzüglich Sortiments-Teuerungszuschlag.

*) Es bedeutet, wie weiterhin stets benutzt: Z Zement, T Traß, S Sand, K Kies, W Wasser, St Steine.

II. Bei den Zugversuchen handelt es sich um Versuche dreier Firmen B, A und C.

Bei den Versuchen „B" wurden in Vergleich gestellt Mischungen: 1 Z. : 3 S. : 10,3 Gew. % W. zu 1 Z. : 0,7 T. : 2,3 S. : 12,8 Gew. % W. Es ergab sich für die erste Reihe eine Zugfestigkeit von 20,1 für die zweite — mit Traßzusatz — von 23,9 kg/qcm, d. h. eine Festigkeitsvermehrung durch letzteren um 19 vH.

Die Versuche der Firma A suchten vor allem das Verhalten der verschiedenen Mörtel bei feuchter und trockener Lagerung und den Einfluß von Normalsand bzw. Rheinsand zu ergründen. Der Zusatz an Traß betrug 0,5 bzw. 1,0 Gew. T. des Zementes. Es zeigte sich, daß infolge von Austrocknen die Zugfestigkeit der Mörtel innerhalb der ersten 24 Stunden abfällt, dann aber ziemlich regelmäßig ansteigt, daß bei Normalsand und bei 0,5 T. die Zugfestigkeit durchgehend höhere Werte als beim reinen Zementmörtel erlangt, daß aber eine Steigerung des Traßgehaltes auf 1 R. T. diese Werte nicht vergrößert sondern vermindert, wenn auch von 6 Tagen Erhärtung an die gewonnenen Werte immerhin noch die des reinen Zementmörtels übertreffen. Ganz anders liegen aber die Verhältnisse beim Rheinsand. Hier ist von vornherein bis zum Ende der reine Zementmörtel den Traßzementmischungen überlegen; auch hier bedingte die Vermehrung des Trasses von 0,5 T. auf 1,0 R. T. eine Festigkeitsverminderung.

Die Versuche C beziehen sich — anschließend an die entsprechenden unter I. bereits erwähnten Druckversuche — auf erdfeucht gestampfte Kunststeinmasse. Auch hier wurde der Einfluß der Lagerungsart untersucht. Es zeigte sich nach ununterbrochener Luftlagerung die Zugfestigkeit der Körper ohne Traßzusatz größer als bei den Körpern mit Traß, nach 6 Monaten betrug der Unterschied 6,5 kg/qcm; hingegen lieferten die Körper, die 2 Tage an der Luft, alsdann 4 Wochen unter Wasser lagerten, größere Werte mit Traßzusatz als ohne diesen. Hier betrug das Mehr nach 6 Monaten 4,8 kg/qcm. Das gleiche galt für die Körper, die zunächst 8 Tage an der Luft, dann unter Wasser abbanden. Zunahme nach 6 Monaten 6 kg/qcm. Die Unterschiede sind allerdings keine erheblichen. Bei den reinen Zementmörteln ergaben sich je nach der Lagerungsart nach 6 Monaten Zugfestigkeiten von 58,3, 50,9, 46,2 kg/qcm, denen bei Traßzusatz (1 Z. : 0,5 T. : 3 Kunststeinmasse : 11 vH W.) Werte: 51,8, 55,7, 52,2 kg/qcm gegenüberstehen.

Bei diesen Mischungen und Lagerungsarten wurde auch die Biegefestigkeit bestimmt. Die nachfolgende Zusammenstellung zeigt die Ergebnisse.

Lagerungsart	Mischung	Biegefestigkeit nach 7 Monaten kg/qcm
1 Tag feucht, dann Luft	1 Z. : 3 K.[2]) : 10,3 W.	46,5
	1 Z. : 0,5 T. : 3 K. : 11,0 W.	47,9
2 Tage an der Luft, 28 Tage unter Wasser, dann an der Luft . .	1 Z. : 3 K. : 10,5 W.	24,5
	1 Z. : 0,5 T. : 3 K. : 11,0 W.	25,8
8 Tage an der Luft, dann 28 Tage unter Wasser, dann an der Luft . .	1 Z. : 3 K. : 10,5 W.	21,1
	1 Z. : 0,5 T. : 3 K. : 11,0 W.	26,6

Es zeigt sich also eine, wenn auch nicht erhebliche, so doch durchgängige Erhöhung der Biegefestigkeit durch den Traßzusatz.

III. Bei der Untersuchung der **elastischen Verhältnisse** ergab sich die Tatsache, daß die gesamten, bleibenden und federnden Zusammendrückungen beim Beton mit Traßzusatz mit steigendem Wasserzusatz wachsen, daß also hier die gleichen Erscheinungen vorliegen, wie bei einem normalen Zementbeton. Die Größe der Elastizitätszahl kann für ein Druckbelastung von rd 60 kg/qcm angenommen werde i. M. zu:

Mischung	E in kg/qcm	
	Lagerung feucht	trocken (7 Tage feucht
1 Z. : 0,7 T. : 4,3 S. + K. : 10,7 W. . .	267 000	244 500
1 Z. : 0,5 T. : 5 S. + K. : 9,6 W. . .	279 000	267 000
1 Z. : 0,5 T. : 5 S. + K. : 10,9 W. . .	260 000	238 000
1 Z. : 0,5 T. : 5 S. + K. : 8,5 W. . .	307 500	292 000

Anders zeigen sich die Ergebnisse bei Bestimmung der Zugelastizität. Hier fallen die gesamten und bleibenden Verlängerungen bei den Körpern mit Traßzusatz ausgeprägt kleiner aus als bei den Körpern ohne Traß. In der Größe der federnden Dehnungen fanden sich die Unterschiede weniger bedeutend. Hier kann die Elastizitätszahl bei einer Zugspannung von 4,9 kg/qcm gerechnet werden zu:

Mischung	E in kg/qcm
1 Z. : 3 S. + K. : 10,3 W.	275 300
1 Z. : 0,7 T : 2,3 S. + K. : 12,8 W.	273 000

IV. Aus den Biegeversuchen mit Eisenbetonbalken mit und ohne Traßzusatz, ausgeführt an den bekannten 2,00 m langen prismatischen Balken, wie sie der Deutsche Ausschuß für seine Versuche als Norm benutzt, ergibt sich, daß bei feucht gelagerten Balken infolge des Traßzusatzes die Risse unter höherer Last eingetreten sind als bei den in Vergleich gestellten normalen Zementbeton-Verbundbalken; auch zeigte sich hier die Dehnungsfähigkeit durch den Traßzusatz vergrößert, während die Größe der Einsenkung etwas — aber unwesentlich — zunahm. Der Gleitwiderstand betrug bei der Mischung 1 Z. : 0,5 T. : 2 S. : 3 K. je nach dem Wassergehalte (8,5, 9,6, 10,9 Gew. % W.) : 35,1 bzw. 30,6 bzw. 27,9 kg/qcm, lag höher als wie bei den entsprechenden reinen Zementbalken und nimmt, wie erkennbar, gleich wie bei diesen, mit vergrößertem Wassergehalte ab.

Eine Vergrößerung des Zusatzes von Traß hat auf den Gleitwiderstand eine ungünstige Einwirkung. Es zeigte sich bei einer Mischung:

1 Z. : 2 S. : 3 K. ein Gleitwiderstand von 28,1 kg/qcm
1 Z. : 0,5 T. : 2 S. : 3 K ein Gleitwiderstand von . . . . . 30,6 kg/qcm
1 Z. : 0,7 T. : 1,72 S. : 2,58 K. ein Gleitwiderstand von . . . . . 27,5 kg/qcm

Alle diese Ergebnisse sind von besonderer Bedeutung; lassen sie doch einwandfrei erkennen, daß durch einen Traßzusatz zum Zement bei Feuchthaltung der Körper nicht nur kein ungünstiger Einfluß in mechanischer und statischer Hinsicht ausgeübt, sondern sogar der Verbund als solcher verbessert wird.

V. Aus den Versuchen über die Längenänderung der Versuchskörper, die wiederum der Reihe mit Kunststeinmasse (Firma C) entsprechen, folgt, daß bei Luftlagerung die Schwindung, namentlich innerhalb der ersten Wochen und Monate, nicht unerheblich größer ist bei Traßzusatz, und daß der Traß auch in gleichem Sinne — wenn auch weniger erheblich — die Formänderung bei kombinierter Lagerung beeinflußt.

VI. Die Versuche endlich über die Wasserdurchlässigkeit von Beton mit Traß- und mit Kalkzusatz lieferten sehr günstige Ergebnisse. Untersucht wurden 9 Mischungen aus 1 Z. und 0,5 bis 0,75 Kalk und 10 bis 15 Teilen Sand und Kies sowie aus 1 Z., 0,5 T. und denselben Sand- und Kiesmengen wie beim Kalkzusatze. Der Wassergehalt betrug durchgehend 7,3 vH. Die Untersuchung wurde

[2]) K = Kunststeinmasse.

bis zu einem Druck von 15 at ausgedehnt. Hierbei haben sich sämtliche Platten aus Beton mit Traßzusatz als wasserundurchlässig erwiesen. Das gleiche gilt von den Zement-Kalk-Proben; nur versagte hier die Platte 1 Z. : 0,5 Kalk : 12 Sand und Kies bei 4 at.

Überblickt man die hier mitgeteilten Versuche, so wird man sich zunächst daran erinnern müssen, daß hier keine zusammenhängenden großen Versuchsreihen vorliegen, sondern daß es sich um die Zusammenfassung von Prüfungen handelt, die aus einem jeweiligen besonderen Bedürfnisse geboren wurden, aber doch in ihrer Gesamtheit für die Frage der Traßzufügung zu Zementmörtel und Beton hochwertvolle Aufschlüsse geliefert haben. Aber auch diese lassen in ihrer Gesamtheit nicht in allen Fällen allgemeine Schlüsse zu, werden aber vielfach ein wertvolles Fundament bilden, auf dem die weitere Traß-Zement-Beton-Forschung aufbauen kann. Jedenfalls aber zeigt sich, daß durch eine Traßzufügung die Eigenschaften eines Zementbetons in der Regel nicht ungünstig beeinflußt werden, daß also der aus wirtschaftlichen Gründen — aus Kohlenersparnis und wegen der Kostenverminderung der Rohstoffe — unbedingt gebotene, teilweise Ersatz von Portlandzement, im Beton- wie im Verbundbau, durchaus keinen Bedenken von seiten der Verbraucher zu begegnen braucht. Allerdings wird es sich, wie auch mit Recht der Verfasser von Heft 43 mehrfach betont, in sehr vielen Fällen empfehlen, mit den jeweilig verwendeten bzw. in Aussicht genommenen Baustoffen durch Vorversuche sich über die zu erwartenden Festigkeitszahlen, namentlich die Würfelfestigkeit, daneben auch die Schwindungsgröße im einzelnen Fall zu unterrichten, zumal hierbei auch die Art des Portlandzementes eine wichtige Rolle spielt. Da Traß nicht selbständig erhärtet, sondern stets freien Kalk hierfür notwendig hat, der sich mit der löslichen — aktiven — Kieselsäure des Trasses verbindet, so wird die Menge des zur Verfügung stehenden Kalkes im Zement auch die zweckmäßig und wirtschaftlich zuzusetzende Traßmenge bedingen. Hierdurch erklärt sich auch die vorstehend an verschiedenen Stellen betonte Tatsache, daß ein über ein bestimmtes Maß gesteigerter Zusatz an Traß keine Festigkeitsvergrößerung mehr zur Folge gehabt hat, ja sogar u. U. die Widerstandskraft vermindert hat. Vorausgesetzt aber ist naturgemäß bei allen Vereinigungen von Zement und Traß ein jeder Anforderung entsprechendes gutes Rohmaterial, ein kalkreicher Portlandzement und der Traß aus dem Nettetal, der auch zu den vorstehenden Untersuchungen die Grundlage allein gebildet hat.

B. Heft 44. Versuche mit zweiseitig aufliegenden Eisenbetonplatten bei konzentrierter Belastung[3]).

Der hier vorliegende erste Teil der Untersuchungen über das Verhalten von Verbundplatten unter konzentrierter Mittelbelastung ist deshalb für die Praxis von besonderer Bedeutung, weil er zur kritischen Beleuchtung der Vorschrift in § 16, Ziffer 13, der Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom Jahre 1916 führt und den Nachweis erbringen, daß diese Vorschrift die Widerstandsfähigkeit breiter Platten bei zentrierter Belastung ganz erheblich unterschätzt.

Diese Bestimmung besagt, daß bei Platten von der Stützweite l, die Einzellasten aufzunehmen haben und durch sie auf Biegung belastet werden, eine nutzbare Verteilungsbreite von nur $^2/_3$ l in Rechnung gestellt werden darf.

Die zur Beurteilung dieser Bestimmung in der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt durchgeführten Versuche zerfallen in zwei Abteilungen. Die erste umfaßt Platten von 12 cm Stärke, frei aufliegend auf 2,00 m Entfernung und durch 10 mm starke Rundeisen in 100 mm Abstand kreuzweise bewehrt. Auf sie wird in der Mitte durch ein Belastungsfeld von 20 . 20 cm eine Einzellast übertragen. Die Breite der Platte ist veränderlich und zeigt Maße von 500, 800 und 1400 mm. Der Beton, aus Portlandzement, Rheinsand und Rheinkies gemischt, war im Verhältnis 1 : 2 : 3 mit 9,2 Gew. % Wasser gemengt. Seine Würfelfestigkeit wurde zu 236 kg/qcm i. M., die Zugfestigkeit des Eisens zu rd 5260 kg/qcm gefunden. Das Verhalten der Platten beim Versuche ließ einwandfrei erkennen, daß bei der Berechnung von Platten bis zu der hier vorhandenen Breite, also 1400 mm, d. i. 0,7 l = 0,7 der Stützweite, eine volle Anteilnahme der ganzen Platte — also in ihrer ganzen Breite vorausgesetzt werden kann. Es folgt dies — neben den Erscheinungen bei Auftreten der ersten Risse und bei der Zerstörung der Platten — aus dem Umstande, daß die Höchstlasten nahezu proportional mit der Plattenbreite zugenommen haben. Die Grenze hierfür, also auch für die statische Mitwirkung der Plattenbreite, ist bei b = 0,7 l noch nicht erreicht, sondern liegt noch weiter hinaus.

Von besonderen Ergebnissen, die die Versuche zeitigten, seien als von allgemeiner Bedeutung erwähnt, daß sich bei den Platten die Biegungszugspannung des Betons σ_b bei Eintritt der ersten Risse, errechnet nach der üblichen Berechnungsart und unter Zugrundelegung von n = 15, zwischen 29,2 und 26,9 kg/qcm ergab, daß die größeren Werte den schmalsten, die geringeren den breiteren Platten entsprechen. Der an und für sich geringe Unterschied aber zeigt, daß die Verbreiterung der Platten von 500 auf 1400 mm, also auf fast das Dreifache, ohne irgend erheblichen Einfluß auf die Rißbildung ist, die Platten also ein gleichartiges statisches Verhalten ergeben haben. Ferner zeigte sich das Verhältnis des Rechnungswertes σ_e beim Eintritt der Streckgrenze des Eisens im Bruchstadium zu den durch einen Zugversuch gefundenen Werten i. M. zu 1,11; auch hier waren die Unterschiede bei den verschiedenen Plattenbreiten durchaus gering;

b =	500	800	1400 mm
$\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ =	1,11	1,15	1,07 mm

Bezüglich der Durchbiegungen der Platten unter der Last zeigte sich, daß mit steigender Last die Einsenkungen der breiteren Platten an den Rändern gegenüber der Mitte etwas, aber auch durchaus unerheblich zurückblieben; immerhin war aber eine Abnahme der Beteiligung an der Übertragung der Last mit wachsender Breite der Platte erkennbar.

Die zweite Gruppe umfaßt Platten von 14 cm Stärke mit Breiten von 3000 bzw. 400 mm und verschiedenartiger Bewehrung. Einmal ist diese den ersten Versuchsreihen angepaßt, also durch ein Gitter von (12 bzw. 10 mm starken) Eisenstäben mit quadratischen Feldern von je 10 cm Seite gebildet, zum anderen aber vorwiegend nur als Längsbewehrung mit 11 mm Eisen und wenigen sie verbindenden Querstäben ausgeführt. Letztere sind so angeordnet, daß in Plattenmitte ein Feld von 700 mm von Querbewehrungen vollkommen frei ist, und diese von hier an sich in Abständen von je 325 mm folgen. Die Stützweite der Versuchskörper betrug auch hier 2,0 m. Der Beton hatte, wenn auch seine Rohstoffe und seine Würfelfestigkeit andere waren als bei den ersten Versuchsreihen ($\sigma_d \cong$ 180 kg/qcm, also gerade ausreichend), die gleiche Zusammensetzung, wie vorher 1 : 2 : 3 mit 9 Gew. % Wasser und die Kraftübertragung fand auch hier in der Mitte der Platte statt. Bei der Prüfung der Platten zeigte sich die eigenartige Erscheinung, daß die ersten Risse bei den Balken mit den gleichmäßig verteilten eng liegenden Quereisen unter erheblich niedrigerer Belastung auftraten als bei den Platten, die in der Mitte keine Querbewehrung aufwiesen, und zwar betrug das Mehr bei diesen 39 vH. Die bei der Rissebildung auftretende Zugbiegungsspannung im Beton betrug für n = 15 bei den 400 mm breiten Platten bei durchgehender Querbewehrung 23,2, bei deren Fehlen in Plattenmitte 32,3 kg/qcm;

[3]) Mit 91 Textabbildungen und 11 Zusammenstellungen. Ausgeführt in der Material-Prüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart in den Jahren 1912—19. Bericht erstattet von Dr.-Ing. C. Bach und O. Graf. Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1920. Preis geh. M. 20,— zuzüglich Sortiments-Teuerungs-Zuschlag.

also auch hier gibt sich der ungünstige Einfluß der Querbewehrung in Plattenmitte deutlich zu erkennen. Die gleiche Erscheinung liefert das Verhältnis $\frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 1{,}13$ bzw. 1,15.

Bei den breiten Platten betrug die Zunahme der Rißlast infolge Fehlens der Querbewehrung in Plattenmitte rd 25 vH, bei der Höchstlast sogar 42 vH.

Da die Platte von 3000 mm Breite rd 7,5-mal so breit ist als die ihr sonst durchaus gleichartig gebaute schmalste Platte, so müßte sie, falls die Plattenbreite bei konzentrierter Last ohne Einfluß ist, das 7,5-fache der 400 mm-Platte tragen. Tatsächlich ergab sich bei der ersten Rißbelastung und einem Fehlen der Querbewehrung in Plattenmitte hierfür aber nur der Wert 5,6, für die Bruchlast aber 7,3. Es hat sich hier also mit fortschreitender Last ein weitgehender Ausgleich eingestellt. Dies trat nicht ein bei der durchgehenden Querbewehrung; hier betrugen die Werte 5,2 und 5,0. Hier tritt also besonders deutlich der Einfluß der Quereisen zutage.

Hieraus folgt — zusammenfassend —, daß unmittelbar vor der Rißbildung die 3000 mm breite Platte das 5,6- bzw. 5,2-fache der Tragfähigkeit der entsprechenden 400 mm breiten Platte gezeigt hat, d. h. ihre Widerstandsfähigkeit entspricht der einer Platte von 5,6 . 400 bzw. 5,2 . 400 = 2240 bzw. 2080 mm, d. i. = 1,12 l bzw. 1,04 l. Unter der Höchstlast ergaben sich in gleichem Sinne die Zahlen von 7,3 . 400 = 2920 bzw. 5,0 . 4000 = 2000 mm, d. i. = 1,46 l bzw. 1,0 l.

Demgemäß haben die Versuche ergeben, daß die eingangs erwähnte Vorschrift (§ 16, Ziffer 13) die Widerstandsfähigkeit breiter Platten bei konzentrierter Belastung erheblich unterschätzt; nach diesen Bestimmungen würde für die 3000 mm breite Platte nur eine Breite von $^2/_3\,l = {}^2/_3 \cdot 2000 = 1333$ mm anzunehmen sein, während sich ergab, daß zum mindesten mit 2000 mm, bei geeigneter Bewehrung aber mit erheblich höheren Werten gerechnet werden kann. Demgemäß dürfte unter Zugrundelegung der hierfür üblichen Längs- und durchgehenden Querbewehrung der Platten das Maß der wirksamen Plattenbreite = l, bei Balken rechteckiger Art ohne mittlere Quereisen sogar = 1,5 l anzunehmen sein. Für den Fachmann leuchtet ein, wie wertvoll diese Ergebnisse auf die Wirtschaftlichkeit des Verbundbaues, namentlich bei Industriebauten mit ihren oft konzentrierten Maschinenlasten, einwirken müssen. M. F.

NEUERE BESTREBUNGEN IM KLEINWOHNUNGSBAU.

Von Oberbauinspektor Ludwig Schmieder, Heidelberg a. N.

Alle neueren Bestrebungen im Kleinwohnungsbau haben zwei gemeinsame Ziele, das eine die Verbilligung der Wohnungsproduktion oder besser gesagt, die Durchführung einer wirtschaftlichen Bauweise im Kleinhausbau, das zweite die Seßhaftmachung der städtischen fluktuierenden Bevölkerung und ihre Erziehung zur Mitarbeit bei der Erzeugung von Nahrungsmitteln durch intensivere Bebauung des in unmittelbarer Nähe der Wohnung gelegenen Geländes.

Das Erreichen des ersten Zieles ist eine rein technisch-wirtschaftliche Aufgabe, die durch die Armut, in die uns der verlorene Krieg gebracht hat, zur Lösung drängt und vorzugsweise mit technischen Mitteln zu lösen ist. Das Erreichen des zweiten Zieles ist eine rein soziale Aufgabe, die anscheinend dem ersten Ziele insofern zuwiderläuft, als sie in der Regel den Kleinwohnungsbau verteuert. In gesunden und in unmittelbarem Zusammenhang mit der Natur stehenden Wohnungen wird jedoch ein geistig und körperlich gesünderes Geschlecht aufwachsen, als dies heute in den Mietskasernen der Großstädte möglich ist. Die geistige und körperliche Gesundung der breiten Masse bedeutet aber einen in Zahlen nicht auszudrückenden Zuwachs an Volksvermögen, der die etwa entstehenden Mehraufwendungen reichlich aufwiegt.

Die Seßhaftmachung der Bevölkerung und ihre Mitarbeit bei der Erzeugung von Nahrungsmitteln sucht man im allgemeinen dadurch zu erreichen, daß man jedem Bewohner eine, wenn auch noch so kleine, ihm allein von der Straße her zugängliche Behausung mit einem mehr oder minder großen Stück Gartenland in unmittelbarer Nähe der Wohnung gibt.

Im besonderen sind weitergehende Vorschläge ausgearbeitet worden, und zwar einer in ganz bestimmter eingehend beschriebener Form von Leberecht Migge (Jedermann Selbstversorger). Migge will jedem Einzelwohnhaus so viel Garten beigeben, daß bei intensiver, ausgeklügelter Ausnutzung Gemüse und Obst für die ganze Familie gezogen werden kann. Jeder Siedlung soll ferner ein gemeinsamer Besitz an Ackerland beigegeben werden zur eigenen Erzeugung von Brotgetreide und Kartoffeln sowie zum Betrieb einer eigenen Viehzucht.

Die Durchführung seiner Gedanken setzt aber voraus, daß jede Familie Zeit, Lust und Arbeitskräfte hat, sowie hinreichende Kenntnisse des Obst- und Gemüsebaues besitzt, um einen großen Garten ertragreich bewirtschaften zu können. Diese Voraussetzungen fehlen aber meistens bei den Bewohnern einer Siedlung. Mehr allgemein gehaltene Vorschläge von verschiedenen Seiten gehen darauf aus, durch genossenschaftlichen Zusammenschluß eigene Felderwirtschaft und Viehhaltung zu betreiben. Die praktische Durchführung scheitert aber wohl meistens an den großen Aufwendungen für das Betriebskapital und an dem Fehlen geeigneter Persönlichkeiten, die selbstlos genug sind, einen derart verantwortungsvollen Betrieb einwandfrei in genossenschaftlichem Sinne zu leiten.

Uns interessiert die zweite Aufgabe, die Verbilligung der Wohnungsproduktion oder der wirtschaftliche Kleinwohnungsbau bei weitem mehr. Für die Verbilligung der Produktion kommen die 3 Faktoren in Frage, die auch für die Regelung des Mietertrages maßgebend sind, die Verbilligung des Grund und Bodens, auf dem die Wohnungen erstellt werden sollen, die Verbilligung der Baukosten des Gebäudes, in dem die Wohnungen untergebracht werden sollen, und drittens die Verbilligung der Erschließungskosten des Geländes, das zu Wohnzwecken verwendet werden soll.

Die Verbilligung des Grund und Bodens ist durch gesetzgeberische Maßnahmen, die Enteignungsmöglichkeit, durch den Ausbau der Bestimmungen über Erbpacht sowie durch eine vernünftige Bodenpolitik der Gemeinden weitgehend bereits erreicht.

Bei der Verringerung der Hausbaukosten taucht sofort die seit Jahren umstrittene Frage auf, ob der Flachbau oder der Stockwerkbau teurer ist. Ich will dabei unter Flachbau eine weiträumige zweistöckige Bauart mit jeweils einer Wohnung in einem Gebäude von zwei Stockwerken und unter Stockwerksbau eine Bauart mit mehrstöckigen Mietshäusern verstanden wissen, in denen an ein gemeinsames Treppenhaus mehrere Wohnungen angeschlossen sind.

Der Laie neigt natürlich dazu, daß der Stockwerkbau billiger sei, weil er weniger Baugelände beansprucht, weil unter einem Fundament und unter einem Dach mehr Wohnungen sich einfügen als beim Flachbau und weil eine Treppe zu mehreren Wohnungen führt. Er vergißt aber dabei, daß ein Stockwerkshaus eine viel stärkere Bauart in Fundamenten, Mauern und Dachwerk benötigt, daß die Geschoßhöhen bei Stockwerksbauten viel größer sein müssen als im Flachbau, wo Luft und Licht reichlich Zutritt haben, daß die Straßen beim Stockwerksbau viel stärker befestigt sein müssen, weil sich mehr Verkehr auf dieselbe Grundfläche zusammendrängt und daß bei einem treffenden Vergleich zu den Stockwerks-

wohnungen auch dasselbe Gartenland zugeschlagen werden muß, als bei einer zum Vergleich herangezogenen Bebauung im Flachbau.

Ein wirklicher, wirtschaftlicher Vergleich beider Bauweisen ist daher eigentlich nur möglich, wenn man die Aufgabe, eine bestimmte Anzahl von Wohnungen zu schaffen, einschließlich bestimmter Gartenflächen von so und so viel Quadratmetern für die Wohnung samt Straßen, Be- und Entwässerung und Beleuchtung für eine größere Siedlung in beiden Bauarten in Plänen und Kostenberechnungen vollständig durchführt. Eine solche Wirtschaftlichkeitsberechnung, wie die eben dargelegte, fehlt aber bis jetzt m. W.

Beide, Stockwerksbau und Flachbau, müssen, wie schon dargelegt, nach rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten errichtet werden, d. h. der gewollte Zweck muß mit den geringsten Mitteln möglichst vollkommen erreicht werden. Auf den Wohnungsbau angewendet heißt das, Wohnungen sind mit den geringsten Mitteln so wohnlich als möglich zu gestalten.

Der Begriff der Wohnlichkeit einer Wohnung ist aber ein relativer, eine wirtschaftlich günstigere Zeit wird an das Wohnbedürfnis wie alle übrigen sonstigen Bedürfnisse, z. B. die dringendsten, Nahrung und Kleidung, höhere Anforderungen stellen. In wirtschaftlich ungünstiger Zeit, wie die unsrige, werden und müssen die Bedürfnisse auf das Allernotwendigste eingeschränkt werden. Bei Kleidung und Nahrung haben wir uns bereits daran gewöhnt, bei der Wohnung fällt es mit am schwersten, uns einzuschränken. Wir werden also mit einer möglichst kleinen Anzahl knapp bemessener Räume auszukommen suchen. Wir werden die reine Wohnfläche, so gut es geht, einschränken müssen, noch mehr aber die verlorene Fläche, die auf Mauerstärken, Flure, Treppen, Aborte und dergleichen entfällt.

Auch braucht nicht jedes Zimmer einen gesonderten Zugang mehr zu haben. Die Treppen sind möglichst steil zu stellen, damit wenig Grundfläche beansprucht wird, usw. Um zu prüfen, ob der Grundriß möglichst einheitlich gelöst ist, empfiehlt es sich, in jedem Einzelfall darüber Rechenschaft zu geben, wieviel der überbauten Fläche auf verlorene Fläche entfällt im Verhältnis zur Gesamtfläche.

Das läßt sich ausdrücken entweder als Verhältniszahl Nutzfläche geteilt durch die gesamte überbaute Fläche = Nutzeffekt; oder man gibt an, wieviel Prozent der überbauten Fläche auf die verlorene Fläche entfällt. In der Regel sind das 30 bis 50%, bei wirtschaftlichen Grundrissen bis zu 25%.

Am meisten verlorene Flächen benötigen die Treppen. Man muß sich dabei klar sein, daß im Stockwerksbau mit in der Regel zweiarmigem Treppenhaus und zwei Wohnungen auf jedem Geschoß, auf jede Wohnung nur eine halbe Treppenhausbreite, also ein Treppenarm, entfällt. Wenn der Flachbau gegenüber dem Stockwerksbau wirtschaftlich sein soll, muß daher das Treppenhaus so zusammengedrängt sein, daß es auch nur eine einarmige Treppe benötigt. Die Treppenfläche berechnet sich dann in den zwei Stockwerken eines Hauses im Flachbau ohnedies zweimal, also muß weiter im Flachbau an Fluren weniger vorhanden sein, als im Stochwerksbau, damit die doppelte Treppenfläche durch ein Mindermaß an Fluren aufgewogen wird.

Weiter müssen im Flachbau wie im Stockwerksbau ein möglichst einfacher und klarer konstruktiver Aufbau gewählt und alle Lasten statisch so verteilt werden, daß nirgends stark belastete, tragende mauer-, decken- oder dachbildende Teile entstehen, die unnötig Baustoffe und somit Baukosten verursachen.

Die klarste Bauart wird immer aus 2 Außenwänden in Abstand von 8 bis 10 m und einer ungebrochen durchlaufenden Mittelwand bestehen, auf die alle raumabteilenden Wände senkrecht zulaufen. Dach und Gebälklast können bei solchen Bauten in einfacher Art auf die Grundmauern übertragen werden.

Es empfiehlt sich weiter, das gesamte tragende System eines Hauses genau nach den Regeln der Statik durchzuprüfen und kein Gebälk, keinen Sparren und keinen Pfosten stärker zu machen, als eben nötig ist. Bei Vergleichen, die ich angestellt habe zwischen einer Dimensionierung der Holzquerschnitte nach der bisher üblichen schätzungsweisen Bemessung mit einem auf Grund des Festigkeitsnachweises durchgeführten Entwurf ergaben sich Ersparnisse an Bauholz bis zu 100%.

Bei klar durchdachtem System lassen sich auch stets die Lasten so verteilen, daß alle Mauern gleichmäßig und sehr schwach mit 2,5 bis 3 kg/qcm belastet sind. Die Verwendung von Ersatzbaustoffen, Lehmsteinen, Schlackensteinen und dergleichen, wird dadurch bedeutend erleichtert. Auch aus diesem Grunde ist ein planmäßiger statischer Aufbau durchaus geboten.

Der Ingenieur nützt heute, wenn er eine Brücke baut, wenn er einen Dachstuhl entwirft, sein Material voll und ganz aus. Der Architekt arbeitet noch viel zu sehr nach dem Gutdünken und läßt die Errungenschaften der modernen Technik und Festigkeitslehre unausgenützt. Manche Wandteile werden allerdings mit Rücksicht auf die bessere Warmhaltung stärker als statisch erforderlich bemessen werden müssen. Über die Wärmehaltung der verschiedenartigsten Baustoffe wurden bis jetzt eigentlich am meisten Versuche angestellt. Meist waren diese Versuche nur theoretisch. Ich möchte nur auf eines hinweisen. Man hat den Wärmeverbrauch ganzer Wohnungen bei verschiedenen Bauweisen miteinander verglichen. Nun können wir aber alle wohl auf Jahre hinaus nur einen Raum heizen. Ein Vergleich ganzer Gebäude ist daher nicht zutreffend. Man sorge vor allem dafür, daß dieser eine Raum mit möglichst wärmehaltenden Baustoffen umschlossen wird. Bei einer wirtschaftlichen Bauweise wird weiter darauf zu achten sein, daß die am stärksten abkühlenden Flächen, die Außenwände, im Verhältnis zu den übrigen Wandflächen, möglichst klein sind. Das hat, abgesehen von der besseren Wärmehaltung, den Vorteil, daß möglichst viele Wohnungen an eine bestimmte Straßenlänge aneinander gereiht werden können.

Nach diesen allgemeinen für Flachbau und Stockwerksbau geltenden Erläuterungen sei noch kurz auf die einzelnen Haustypen eingegangen, die sich ergeben, je nachdem die Bewohner mehr oder weniger Landwirtschaft treiben. Wir können dabei unterscheiden in Bewohner, die vornehmlich Landwirtschaft treiben, also reine Kleinbauernhäuser benötigen, in solche, die zur Erholung oder aus Sparsamkeitsgründen lediglich einen bei der Wohnung gelegenen Obst- und Gemüsegarten bestellen, also im Flachbau in weiträumiger Bauart wohnen und in solche, die wie bisher in Stockwerkswohnungen in Miethäusern wohnen, aber doch auch bei diesen Miethäusern etwas Gartenland haben.

Das Bauernhaus war von alters her ein ausgeprägt konservativer Haustyp und ist es auch bis heute geblieben. Die Art, wie die Landwirtschaft betrieben wird, ist von alters her ortsüblich und bedingt den normalen Haustyp einer Gegend. Bei rein landwirtschaftlichen Siedlungen ist es daher das beste, den kleinsten, allgemein in Übung befindlichen Haustyp einer Gegend zu studieren und ihn nach den gegebenen Gesichtspunkten so wirtschaftlich als möglich auszugestalten.

Im Stockwerksbau haben die Bauunternehmer in den vergangenen Jahrzehnten bereits so knapp bemessene Typen herausgebildet, daß es recht schwer fällt, daran noch viel zu vereinfachen oder wirtschaftlicher zu gestalten.

Ein neuer Typ ist allerdings entstanden, das Miethaus mit zweiräumigen Wohnungen, Küche und Wohnraum, dazu eine Kammer im Dach, die erwachsenen Kindern zugeteilt werden kann.

Statt des Flures wird bei der 3-räumigen Wohnung ein Vorplatz eingeschoben, auf den Abort, Küche und ein Zimmer münden, während das zweite Zimmer keinen unmittelbaren Zugang hat.

Weiter hat man einen neuen zweistöckigen Typ zugefügt, bei dem die Erdgeschoßwohnung von der einen Seite und die obere Wohnung von der anderen Seite des Hauses zugänglich

gemacht wird, um die 4 Familien des Hauses so zu trennen, daß in der Regel nur 2 dieselbe Treppe benützen, und um die zu beiden Langseiten des Hauses gelegenen Gärten voll ausnützen zu können.

Schließlich wäre ein Idealentwurf, ein Laubenhaus, zu erwähnen, in dem 2-stöckige, jeweils mit einem kleinen hängenden Garten versehene Wohnungen in großen Miethäusern neben- und übereinander gereiht sind.

Beim Flachbau ist die Lage des Abortes für die Grundrißlösung von großer Bedeutung. Wenn ein Kleintierstall als Anbau erstellt werden muß, so wird der Abort am einfachsten mit in diesen Anbau verlegt. Da Wasserspülung doch meist zu teuer oder wegen der Verwässerung der Fäkalien auch ungeeignet ist, scheint mir diese Lösung die beste.

Soll der Abort im Hause liegen, so kann er bei den Eingängen von der Straße oder von der Hofseite her so angeordnet werden, daß der Flur zugleich lüftbarer Vorraum des Abortes ist, — hierzu zähle ich auch die Möglichkeit, den Abort von der Küchenveranda zugänglich zu machen — oder der Abort wird lediglich im Obergeschoß angeordnet. Der Vorraum muß dann aber in der Regel über Dach entlüftet werden, was umständlich und teuer ist.

Eine weitere Frage, die oft erörtert wird, ist die, ob im Flachbau ein vollgeschossiges zweistöckiges Haus oder ein Haus mit Kniestock oder ein Haus mit ausgebautem französischem Dach billiger ist.

Um einen Vergleich durchzuführen, müssen die Grundlagen in allen drei Fällen annähernd die gleichen sein. Die gleichen Grundflächen in den Räumen anzunehmen, ist nicht richtig, da im voll zweistöckigen Hause sich über der Grundfläche im Obergeschoß ein voll auszunützender Raum mit senkrechten Wänden aufbaut, während in den beiden anderen Fällen die Fensterwand schräg den Raum verengend aufsteigt. Der zutreffendste Vergleich wird demnach der sein, in dem der Luftraum in sämtlichen Räumen der gleiche ist, mit der Einschränkung, daß die schräg ansteigende Fensterwand mindestens 80 cm, also so hoch sein muß, daß niedere Möbelstücke, Tische, Kommoden und dergleichen gestellt werden können.

Das voll zweistöckige Haus soll dabei mit Falzziegeln bei 35^0 Neigung gedeckt sein, das Haus mit Deutschem Dach soll 45^0 Neigung erhalten — ein Kniestock ist beim deutschen Dach nicht zu umgehen, da sonst kein hinreichender Dachraum über den Wohnungen bleiben würde — das Mansarddach soll im unteren Teil 60^0 im oberen 35^0 Neigung erhalten.

An überbauter Fläche ergibt sich dann:

Beim voll zweistöckigen Haus . . . 44,18 qm,
beim Kniestockhaus . . . . . 46,31 qm,
beim Haus mit Mansarddach . . . 47,34 qm.

Ich habe nun für alle 3 Gebäude den Bedarf an Beton für Fundamente, an Backsteinmauerwerk für aufgehende Mauern, an Ziegel für die Dachdeckung und an Holz für Gebälk und Dachwerk berechnet. Dabei ergab das

	Beton	Backsteine	Holz	Ziegel
zweistöckige Haus .	17,8 cbm	28,9 cbm	3,5 cbm	58 qm
Kniestock- ,, .	18,5 ,,	27,3 ,,	7,5 ,,	72 ,,
Mansarddach- ,, .	18,7 ,,	24,2 ,,	7,2 ,,	72 ,,

Setzt man die Preise vom Ende des vorigen Jahres ein, so würde der Rohbau aus Maurer-, Zimmer- und Dachdeckerarbeit

im ersten Fall 8 094 M kosten,
im zweiten ,, 9 490 ,, ,,
im dritten ,, 9 002 ,, ,,

Das vollgeschossige Haus ist demnach das billigste, es folgt das Haus mit Mansarddach und dann das Haus mit Kniestock.

Die erhöhten Kosten für Verwahrung der Gauben in den beiden Fällen mit ausgebautem Dach sind dabei nicht mitgerechnet. Bedenkt man, daß ein Haus mit vollständig gerader Stuben eben doch angenehmer ist, als ein solches, bei denen die Hälfte schräge Wände hat, und berücksichtigt man ferner daß alle Durchbrechungen des Daches in der Unterhaltung kostspielig sind, so ist im allgemeinen dem voll zweistöckigen Hause der Vorzug zu geben.

Weiter soll noch der Wärmebedarf errechnet werden, der nötig ist, um in den 3 Fällen, Beton, Backsteinmanerwerk und Ziegel herzustellen. Es ist dabei zugrunde gelegt, daß, um einen Zentner Zement zu brennen, 45 kg Kohlen, um 1000 Backsteine zu brennen, 250 kg Kohlen, um 1 Zentner Kalk zu brennen, 12,5 kg Koks, um 1000 Falzziegel zu brennen, 325 kg Kohlen, um 1000 Bieberschwänze zu brennen, 250 kg Kohlen nötig sind.

Unter diesen Voraussetzungen werden für das

2-stöckige Haus . 16,9 Mill. W. E.
Kniestockhaus . 17,7 ,, ,,
Mansardhaus . . 16,3 ,, ,,

benötigt, Im Kohlenverbrauch sind also Mansardhaus und 2-stöckiges Haus annähernd gleich, das Kniestockhaus steht dagegen am ungünstigsten. Also auch hinsichtlich des Kohlenverbrauchs ist gegen das voll 2-stöckige Haus nichts einzuwenden. Ich möchte es daher in allen Fällen, in denen nicht auf besondere vorhandene Verhältnisse Rücksicht zu nehmen ist, empfehlen.

Angesichts der Baustoffnot ist schließlich die Frage aufzuwerfen, mit welchen Baustoffen sollen wir bauen? Allgemein werden die Baustoffe die geeignetsten sein, die in der Nähe der Baustelle natürlich vorkommen, also leicht zu haben sind. Allerdings mit der Einschränkung, daß zu ihrer Herstellung und Verwendung nicht zu viel Kohle erforderlich ist. Weiter wird die Bauweise die beste sein, mit der am raschesten Wohnungen erstellt werden können. Es sollen im folgenden verschiedene Bauarten miteinander verglichen werden.

Die Vergleichsberechnungen sind an dem voll 2-stöckigen Hause durchgeführt und hatten folgendes Ergebnis:

Volles Backsteinmauerwerk unten 39 cm, oben 25 cm und Backsteinmauerwerk mit Hohlräumen 30 cm durch zwei Geschosse weisen keinen erheblichen Unterschied im Materialverbrauch auf, 29 cbm gegen 25,5 cbm, ebenso nicht im Kohlenverbrauch, 17 Mill. W. E. gegen 15,3 Mill.

Dagegen tritt eine erhebliche Ersparnis ein, sobald man anstelle des massiven Mauerwerks ein hölzernes Tragegerüst annimmt und die Fläche mit Backsteinen oder Schlackensteinen aussetzt. Es ist dabei angenommen, daß die Ausmauerung 12 cm stark wird, daß innen ein Hohlraum von 3 cm eingeschoben und dann eine Verkleidung in Holz aufgesetzt wird, die verrohrt und geputzt werden soll. Ein solches Fachwerkhaus benötigt bei Ausmauerung in Backsteinen nur 6,8 Mill. W. E. gegen 17 Mill. bei vollem Mauerwerk. Nehmen wir statt der Backsteine jedoch Schlackensteine, so ist bereits mit 6,8 Mill. W. E. auszukommen, d. h. wir können auf diese Weise nahezu 2 bis 2-½-mal soviel Wohnungen mit dem gleichen Kohlenverbrauch errichten, als wenn wir massiv in Backstein mauern.

Der Holzverbrauch der Fachwerkhäuser ist allerdings größer als beim massiven Haus, und zwar 3,5 cbm gegen 7,4 cbm, bei sparsamer Verwendung des Holzes aber immer noch geringer, fast die Hälfte dessen, was heute für massive Wohnungen für die Wohnung in der Regel gewährt wird, in Baden z. B. 15 cbm.

In den Rohbaukosten stellen sich das massive Haus auf rund 8000 M, das Backsteinhohlwandhaus auf 7600 M, das Fachwerkhaus mit Backstein- oder Schlackensteinausrollung auf etwa 7000, vorausgesetzt, daß Kriegshilfeholz gewährt wird.

Das Haus mit Holzgerüst ist also sowohl in den Kosten, als im Kohlenverbrauch günstiger als das massive Haus. Auch in der Lebensdauer wird es dem massiven Haus nicht viel nachstehen, wenn gut konstruiert und nicht zu frisches Holz verwendet wird.

Auf Grund der Vergleichsberechnungen über Baukosten, Baustoff und Kohlenverbrauch bin ich zu der Überzeugung gekommen, daß bei städtischen, groß angelegten und rasch durchzuführenden Siedlungen unbedingt das Holzfachwerkhaus das richtige ist.

Nach meiner Ansicht sollte ein Normalhaus in Holzfachwerk bis ins kleinste Detail hinein ausgearbeitet und durchdacht werden. Kein Holz darf stärker als eben nötig sein, jede Holzverbindung, Stoß, Blatt, Zapfen usw. wäre genau auszuprobieren, sodaß das Haus in allen Einzelheiten größte Wirtschaftlichkeit mit bester technischer Arbeit verbinden würde. Das Holz zu einem solchen Normalhaus wäre auf allen Sägewerken zu schneiden und zu lagern.

Fenster und Türen wären ebenso in Typen fertig herzustellen. Mit dem Traggerüst wäre Dachschalung und Dachpappe mit zu liefern, sodaß das Holzgerippe sofort nach dem Aufschlagen gegen die Einflüsse der Witterung geschützt werden könnte. Ich kann mir wirklich keinen andern Ausweg denken, die Wohnungsnot zu beheben.

All die vielen gleichartigen, an allen Orten durchzuführenden mühseligen Arbeiten zur Erlangung der Baustoffe, Typenpläne usw. würden wegfallen und von einer Zentrale geleitet werden. Man wende nicht ein, daß ein solches Vorgehen unsere Städte schematisieren und die Baumeister außer Tätigkeit setzen würde.

Das zugeschnittene Traggerüst kann jeder nach Belieben einteilen, er kann Fenster einteilen und nach Belieben höher und niedriger rücken usf. Sobald man alle kurzen Stücke in zusammenhängenden Holzlängen liefert, ist dem einzelnen weitgehende künstlerische Freiheit in der Aufteilung der Wandflächen gewährt. Aber weiter ist es ja möglich, dieses Gerüst mit den verschiedensten Baustoffen auszusetzen und im Äußern zu verkleiden. Backsteine, Schwemmsteine, Schlackensteine, Zementdielen, Schlackendielen, Hohlkörper in Ton und Zementbeton, imprägnierte Pappkörper, Lehm, Strohlehm, Lehm mit Kalkzusatz, Gipssteine usw., alles das kann in das Tragegerippe eingesetzt werden. Das Äußere kann mit Putz voll oder zum Teil, mit Holz als Bretter oder Schindeln, mit Ziegeln oder Schiefer verkleidet werden. Rechnet man dazu noch alle Möglichkeiten der farbigen Behandlung, der Aufteilung in Putzgliedern, so bleibt dem Künstler noch ein weites Feld der Betätigung, sofern er versteht, auch in der Beschränkung der Mittel ein Meister zu sein.

Mancher wird fürchten, die Gleichheit der Haustypen ergäbe ein schlechtes Gesamt- oder Stadtbild. Aber auch mit gleichartigen Haustypen kann man ganze Städte abwechslungsreich und schön aufführen. Um die Häuser rasch aufstellen zu können, bedarf es nur eines, daß das Fundament so rasch als möglich erstellt werden kann. Und damit komme ich zu dem wichtigsten Punkt der Verbilligung der Wohnungsproduktion im Flachbau, der Unterkellerung.

In den Ländern, in denen der Flachbau seit langem zur Übung geworden ist, England und Amerika, hat man in der Regel keinen Keller unter dem Hause. Auch bei unseren alten Bauernhäusern, die in ähnlich armen Zeiten wie die unsrige gebaut wurden, fehlen meist die Keller oder ist höchstens ein kleiner Raum unterkellert. Es geht auch so noch heute. Auf Kellermauerwerk und Aushub entfallen in der Regel ¼ der Baukosten und nahezu auch der Bauzeit. Wenn wir also rasch und wirtschaftlich bauen wollen, so müssen wir den Keller fallen lassen oder auf das Notwendigste beschränken.

Als Ersatz für den Keller kann ein Raum in den Anbauten eingeschoben werden, der allseits von Nebenräumen umgeben, also kühl gelegen ist. Für Lüftung muß natürlich gesorgt werden. Auf Nordseiten von Gebäuden genügt ein Anbau, der in das Erdreich ein Stück eingelassen ist.

Eine weitere Lösung bei festem, trockenem, lehmigem Baugrund besteht darin, daß man lediglich in der Mitte der Häuserreihe, der Längsachse des Gebäudes parallel einen mannstiefen Graben zieht. Der Keller kann dann von beiden Seiten Licht und Luft erhalten. An den Böschungen des Grabens können Gestelle zum Aufstellen von Flaschen und dergleichen eingelassen werden. Die tragenden Außenwände brauchen dabei nur bis zum guten Baugrund hinabreichen. An Aushub wird erheblich gespart.

Ich glaube, wir sollten in dieser Richtung noch recht viel Versuche anstellen und Probeausführungen vornehmen, bis es uns gelingt, ein Haus ohne Unterkellerung gleich warm haltend wie ein solches mit Keller einfach und billig anzulegen und den Keller sonstwo als eingebauten Raum anzuordnen.

Wenn wir auf ein so rasch und ohne erhebliche Erdarbeiten und Erdtransport hergestelltes Fundament das Fachwerkhaus aufstellen und in großzügiger Organisation die Bearbeitung und Herstellung des Holzgerüstes, der Treppen, der Böden, Türen, Fenster usw. durchführen, so müssen wir trotz unserer Baustoffnot dahin gelangen, in wenigen Monaten Häuser fix und fertig, dauerhaft und schön zu errichten.

Wir werden dann nur noch daran denken müssen, den Bewohnern die Beschaffung von Möbeln möglichst zu ersparen, indem wir Wandschränke reichlich vorsehen und einbauen und alles bei noch so kleinen Verhältnissen ins einzelne auf die künftige Benutzung durchdacht, ausführen.

Leute, die über reichliche Mittel verfügen, können einen geräumigeren Typ beziehen, dessen Innenräume mit Sperrholzplatten verkleidet oder auf andere Art tunlichst ohne viel Bauwasser und Feuchtigkeit rasch auszubauen sind.

Denken wir daran, daß die Behebung der Wohnungsnot wichtiger ist als die Erfüllung individueller künstlerischer oder wirtschaftlicher Forderungen einzelner Berufszweige, die ebensoviel wie früher, aber mit weniger Mühe auch bei einer großen Organisation verdienen können, wenn sie erst auf die neue Arbeitsweise eingestellt sind. L. Schmieder.

ZUM ENTWURF EINER BAUORDNUNG MIT ERLASS DES STAATSKOMMISSARS FÜR DAS WOHNUNGSWESEN VOM 26. APRIL 1919 *)

Von Geheimen Hofrat Prof. Diestel in Dresden.

Die Bestrebungen zur Vereinheitlichung der Bauordnungen auf weit ausgreifender Grundlage sind schon verhältnismäßig alt. Schon 1880 gab der verstorbene Baumeister in Karlsruhe den Entwurf zu einer „Normalen Bauordnung" für das ganze Reich heraus; ein Versuch, der ohne praktische Folgen bleiben mußte, weil die Kompetenzen für die Schaffung von Bauordnungen nicht für alle Bundesstaaten die gleichen waren, weil Bautechnik und Wohnungsgepflogenheiten innerhalb des Reiches gelegentlich so stark auseinander gingen, daß ihre Zusammenfassung in einem umfassenden Rahmengesetz von vornherein mit dem durch § 903 des BGB. gewährleisteten Schutz der freien Verfügung über das eigene Grundstück in Konflikt geraten mußte. Erstrebte doch diese Normalbauordnung ganz bewußt eine „Vermeidung des Hilfsmittels eines Ortsstatuts", d. h. einer Einrichtung, in der sich überlieferte, durch Jahrhunderte gefestigte baurechtliche und bautechnische Anschauungen in orts- und zeitgemäßer Abwandlung deutlich wiederspiegelten und mit starker völkischer Lebenskraft einer Reglementierung widerstrebten.

War so ein allgemeines Reichs-Baugesetz, denn um ein solches hätte es sich handeln müssen, zur Undurchführbarkeit verurteilt, so gelang es doch in kleineren Staatsumgrenzungen,

*) Wilh. Ernst & Sohn (2,40 M.) Berlin.

mit mehr oder weniger gleichmäßig geformten oder nur wenig differenzierten Wohnungsverhältnissen, wie Sachsen und Baden, Landesbauordnungen auf breiterer, die Landesgrenzen füllender Grundlage zu schaffen und damit den Beweis zu liefern, daß eine Vereinheitlichung des Bauordnungswesens innerhalb gewisser Grenzen doch ausführbar ist. Für Sachsen kann festgestellt werden, daß mit dem A. B. G. vom Jahre 1900 — und die Badische Landesbauordnung von 1907 schließt sich diesem sehr eng an — fast in dem von Baumeister angestrebten Sinne ganz allein gearbeitet werden kann, auch in Ortschaften ohne Bauordnungen und trotz starker Verschiedenheit der topographischen Verhältnisse und der Bevölkerungsschichtung im Lande.

Wenn Preußen mit seinem Wohnungsgesetz vom 28. 3. 1918 zum ersten Mal den Versuch einer strafferen Zusammenfassung der für eine künftige Regelung des Wohnungswesens notwendigen Faktoren macht, und zwar immer noch in deutlich unterstrichener Abhängigkeit von dem alten Fluchtliniengesetz von 1875, so lag für jeden Kenner des einschlägigen Gebietes die Notwendigkeit, die im Wohnungsgesetz festgehaltene sehr prinzipielle Form der Regelung durch eine mehr kasuistische zu ergänzen, offen zutage. Einer solchen Notwendigkeit kommt der neue „Entwurf zu einer Bauordnung" als Grundlage für „Ortsbauordnungen" in unverkennbar glücklicher Weise entgegen. Er läßt kaum einen für die Regelung des Bau- und Wohnungswesens in Frage kommenden Faktor ganz außer Betracht, ohne die Form der Regelung von vornherein ein für allemal endgültig festzulegen. Er vermeidet allerdings vielleicht zu stark die kategorische Form der unmittelbaren Anweisung zugunsten des „Anheimgebens"; gewiß in der richtigen Erkenntnis, daß die kasuistische Form sehr vorsichtig verwendet werden will, daß eine Bauordnung angesichts von „Möglichkeiten", die der Verfasser keinesfalls in ihrem ganzen Umfange vorausdenken kann, Freiheiten zu eigner Entschließung der örtlichen Gesetzgebung offenhalten muß. Der Entwurf geht hierbei wohl von der durch die Erfahrung nicht immer bestätigten Voraussetzung aus, daß solche Freiheiten nur in völlig uneigennütziger Weise und mit unwiderlegbarer Sachkenntnis benutzt werden, als wenn sich's für ihn nicht um die Regelung von lebendigen, einer Regelung von Hause aus stark widerstrebender Erscheinungen des wirtschaftlichen Lebens handele. Hier werden vielleicht die mit dem Entwurf arbeitenden Persönlichkeiten lehrreiche Erfahrungen machen.

Für die Praxis handlicher dürfte sich die auf dem Entwurf aufzubauende Bauordnung erweisen, wenn die wichtigeren in der „Anlage" vereinigten Bestimmungen unmittelbar den zugehörigen Paragraphen des Entwurfs angegliedert werden. Die Bestimmungen der „Anlage" selbst enthalten aber sehr viele gut durchdachte und neuzeitlichen Anschauungen im Städtebau und im Wohnungswesen angepaßte Einzelheiten. Es sollen aber hier einige Bedenken nicht unterdrückt werden.

Zu § 8 „Gebäudeabstand". Hier bedarf es der klaren Scheidung zwischen „Grenzwich" (Hausabstand von der Nachbargrenze) und „Bauwich" (Abstand von Haus zu Haus über die Grenze hinweg gerechnet). Bewährt hat sich in der Baupolizeipraxis das Verlangen nach dem 45^0-Lichteinfallswinkel, also die Abhängigkeit des Bauwiches von der Traufhöhe des Gebäude; erweitert durch die automatische, mit der zunehmenden, ein gewiises Grundmaß überschreitenden Länge der Häuser verbundene Vergrößerung auch der Bauwiche. Die einschlägigen Bestimmungen müssen aber so zwingend gestaltet sein, daß auch gegen „örtliche" Baugewohnheiten und auch unter gegenseitiger nachbarlicher Zustimmung eine Verringerung des Bauwiches nicht — auch nicht auf dem Dispensationswege — eintreten kann.

Der auf S. 29 erwähnte Fall, daß in geschlossenem Häusergebiete ein Gebäude mit Grenzwich eingeschaltet wird, dürfte aus bauwirtschaftlichen Gründen kaum zu befürchten sein. Dann war aber der hierfür angesehene Mindest-Grenzwich von 5 m zu gering bemessen.

Ganz unhaltbar erscheint die auf S. 30 verlangte Hoftiefe von mindestens 5 m (hinter dem Hause) bei mehr als zwei Vollgeschossen. Eine Mindest-Hoftiefe von 10 m bzw. darüber hinaus der Traufhöhe des Vorderhauses entsprechend größer, dürfte hier angemessener sein.

In demselben Absatz wird auch die „Hofgemeinschaft" erwähnt. Die Mängel der nach der Berliner Bauordnung durchgeführten Hofgemeinschaften sind zu bekannt, um hier nicht ihrer Einschränkung das Wort zu reden. Im Notfall könnte eine Hofgemeinschaft zwischen Eckgrundstücken und Nachbargrundstücken zugelassen werden, da hier die Notwendigkeit für solche häufig zutage treten wird. Die Bauordnung wird sie aber mit Kautelen gegen Mißbrauch umgeben müssen.

Auf S. 31 wird unter „Formelle Vorschriften" die „Bauklassengrenze" erwähnt und ihre Lage in der Straßenmitte als zweckmäßig betont. Aus dem Entwurf ist nicht ersichtlich, ob diese Bauklassenbegrenzung einen Einfluß auf die Art der Berechnung von Anliegerleistungen haben soll oder nicht. Soll sie dies, so muß die Grenze naturgemäß näher an die bauwirtschaftlich weniger hoch ausnutzbare Bauklasse herangerückt werden.

Sehr gut, aber vielleicht nicht deutlich genug unterstrichen, ist hier der Vorbehalt zu späterer Abänderung der Bauklassenbestimmung.

Schließlich möchte noch auf einige Unstimmigkeiten im ersten Abschnitt hingewiesen werden. Auf S. 7 werden Ausfertigungen von Bauvorlagen verlangt, wie sie die Praxis nicht liefern kann. Bauvorlagen können nur als Leinewandpausen und mit ihrer Hilfe hergestellte Lichtpausen (schwarz-weiß) verlangt werden, da nur so völlig gleichlautende Exemplare erreicht werden können. Originalzeichnungen auf Papier müssen den Bauenden verbleiben und widerstehen auch dem Aktenverkehr.

Zu § 3. Die „Ausschachtungsgenehmigung" vor der endgültigen Erteilung der Baugenehmigung zu geben, hat sehr häufig zu Unzuträglichkeiten geführt. Die in Einzelfällen zulässige vorzeitige Ausschachtung kann einer Dispensation vorbehalten bleiben.

Zu § 14. Wenn man heute auch gern geneigt sein wird, für Klein- und Mittelhäuser jeder bautechnischen Vereinfachung das Wort zu reden, so müßte man hier doch wohl vor der die Häuser scheidenden Brandmauer Halt machen. Halbsteinstarke oder Fachwerkwände können keinesfalls als Brandmauern angesehen werden, ganz abgesehen von ihrer Hellhörigkeit. Die gleichen Bedenken sind gegen das Einlegen von Balken- und Trägerköpfen in Brandmauern zu erheben. Jeder größere Brandfall lehrt uns warum. Das Überdachziehen der Brandmauern, früher ganz allgemein durchgeführt, ist wegen seiner das Straßenbild wesentlich verunstaltenden Wirkung von den meisten Bauordnungen längst wieder aufgegeben worden.

Der hier mit wenigen Worten besprochene Entwurf zeigt im übrigen aber in bezug auf die verarbeitete Materie so viel ernsten Willen, dem Bauenden sowohl wie den Ansprüchen des öffentlichen Wohles mit neuzeitlichen Bestimmungen gerecht zu werden, daß man seinen weiteren Schicksalen mit Interesse entgegen sehen kann. Die preußische Bauwelt wird aufatmen, wenn ihr nach weiterer Klärung der Vorlage nunmehr aus dem bisherigen ungeordneten Bauordnungswesen herausgeholfen wird und der Städtebauer wird wieder eine nicht zu unterschätzende Tat zu verzeichnen haben.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Aus der Praxis der Metallographie. Von Bruno Zschokke, Prof. a. d. E. T. H. Zürich. Mit Abb. Schw. Bau-Ztg. vom 14. August 1920, S. 71/73.

Wie ist Zement gegen Feuchtigkeit zu schützen und wasserdicht zu machen? Von Prof. Dr.-Ing. Friedrich Moll. Im Städtischen Tiefbau 1920, Heft 15, S. 115/116.

Künstlicher Zementschiefer. ½ Spalte in der Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 96 im Anschlusse an Nr. 89, S. 810.

Eine neue Dachbekleidung (Martinitplatten). Eine aus Asbest und Zement auf ges. gesch. Weise hergestellte Platte. Bauwelt 1920, Nr. 5, S. 73.

Durchschlagsproben an Isoliermaterialien. Von Ing. J. Müller. Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1920, Heft 30/31. 1 Seite mit Tabellen.

Statik und Festigkeitslehre.

Beitrag zur Berechnung von Stockwerksrahmen und sonstiger Rahmentragwerke von Dipl.-Ing. E. Traub, Obering. d. Fa. Wayß & Freytag A.-G., Neustadt a. d. H. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zem. und Beton, Nr. 11. Schluß.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — — —

b) Hölzerne Brücken.

Drei beachtenswerte Brücken. Die hölzerne Dubissabrücke bei Lidowiany. Von Oberinspektor Dr.-Ing. Gaber, Heidelberg. Verkehrstechnik 1920, Nr. 22.

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — — —

e) Eiserne Brücken.

Der Umbau der Eisenbahnkriegsbrücke über die Memel bei Olita. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1920, Nr. 63, S. 399/402.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Vergleich zwischen Gußbeton- und Hohlwandbau. Von Direktor M. Lösch. Bauwelt 1920, Heft 5, S. 78/79.

Schlacken für Hohlblockbau. Von Dr. Caspary & Co., Markranstädt. Tonindustrie-Ztg. 1920, Nr. 95.

Isolierung feuchter Wände. Von Arch. u. Bauschullehrer a. D. Walter Anger, Berlin-Friedenau. Bauwelt 1920, Heft 9, S. 133/134.

Ein neues Schnellbauverfahren. Hohlbetonbauweise Borchers D. R. P. Bauwelt 1920, Nr. 5, S. 74.

Die Bauweise Rang. ⅓ Spalte in der Bauwelt 1920, Heft 5, S. 73.

Undurchlässige Zementrohre. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 98, S. 878.

Gründungsarbeiten usw.

Versuche mit Eisenbetonummantelung hölzerner Rammpfähle zum Schutze gegen den Bohrwurm. Bericht vom Engin. News Record im Zentralblatt d. Bauv. 1920, Nr. 63, S. 404.

Der Tunnel unter dem Ärmelkanal. Projekt einer Bahnverbindung zwischen Frankreich und England. Von Ing. Emil A. Roth, Ziv.-Ing. Zeitschr. des österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1920, Heft 30/31.

Wasserbau.

Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht und Wasserbewegung.

Zur Wassergesetzgebung in Sachsen und Preußen. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1920, Nr. 66, S. 417 von Kisker. (Betr. Sozialisierung der Gewässer.)

Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

Die Donaukonferenz und die Aufgaben der Technik. Eine Donauakte. Stromregelung, Rhein-Donau-Verbindung, Neckar-Kanal, Donau-Main-Kanal, Donauwasserkräfte. Z. d. Ver. d. Ing. 1920, Nr. 34, S. 674/675.

Über Kanaldämme. Zuschrift von Nakowz zu den Ausführungen von Baurat Otto Höch auf S. 301 des Zentralbl. d. Bauverw. ebenda S. 404, Nr. 63.

Zum Bau der Entwässerungsschleusen in dem Abschlußdeich der Zuidersee. Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, Nr. 67, S. 428, nach „De Ingenieur" 1920, Nr. 15/17.

Rheinstrombaudirektor a. D. Geh. Baurat Gustav Berring †. Nachruf im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 68, S. 431 (von Düsing).

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Ausnützung der Wasserkräfte in Steiermark. Kurze Mitt. in der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 67, S. 238.

Der Kraftwerksbau am Spullersee. 1 Spalte. Zeitung des Ver. d. Eisenb.-Verw. 1920, Nr. 58, S. 649.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — — —

Straßenbau.

— — — — —

Eisenbahnbau und -betrieb.

Henry Fords neuer Benzol-Eisenbahntriebwagen. Von Obering. Wünsche, Berlin-Friedenau. Verkehrstechnik 1920, Nr. 24, S. 339/340.

Neue Verkehrswege und Beförderungsmittel in Deutsch-Österreich. Von Regierungsrat Leopold v. Stockert, Wien. Verkehrstechnik 1920, Heft 24 S. 333 bis 338, mit vielen Abb. Wasserkraftausbeutung Elektrifizierung der Eisenbahnen, Schwierigkeiten, Lokalverkehr, Motorwagen auf Lokalbahnen, Motorzüge auf Lokalbahnen. Benzinelektrozüge (1 Benzinmotorwagen erzeugt den Strom für sämtliche mit elektr. Antriebe ausgerüsteten Anhängewagen). — Schmalspurschienenwege für den Gemeingebrauch statt Landstraßen u. a. m.

Die Elektrisierung der niederländischen Eisenbahnen. Zeitschr. f. Kleinbahnen 1920, Heft 8, S. 291/292. Nach „De Ingenieur", kleine Mitt.

Zum österreichischen Eisenbahnelektrizitätsgesetz. Verkehrstechnik 1920, Nr. 23, ½ Seite von Regierungsrat L. Stockert, Wien.

Die elektrische Zugförderung in Österreich. 1 Spalte in der Z. d. Ver. d. Eisenb.-Verw. 1920, Nr. 55, S. 618.

Reichseisenbahnen. Zu den in Nr. 35 und 36 der Ztg. d. Ver. d. Eisenb.-Verw. vom Geh. Oberbaurat Gadow vorgeführten Betrachtungen äußert sich ebenda Nr. 54 Oberbaurat Kiel (2 Seiten).

Lastkraftwagen oder Eisenbahn. Zuschriften. Verkehrstechnik 1920, Nr. 23, 1 Seite.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie Schiffbau. Allgemeines über Eisenbeton.

Druckwasserleitung in Eisenbeton für die Wasserkraft-Elektrizitätswerke zu Rioupéroux. Mit Abb. Französisch geschriebene Mitteilung von M. A. Waechter von der Firma Perrière & Co. in Paris, in der Schweiz. Bau-Ztg. vom 7. August 1920, 2½ Seite (59/61). Vgl. Bauing., kurze techn. Berichte, Heft 17, S. 520.

Bemerkenswerte Bauausführungen mit Einschluß der Kleinwohnungsbauten. Wiedergabe eines Vortrages mit Abb. vom Baumstr. H. Sielken, Abt.-Vorstand der Fa. Paul Kossel & Co., Bremen, in Beton u. Eisen 1920, Heft 12/13, S. 133-136 und Heft 14/15.

Eisenbetonschwimmkörper und ihre Verwendung bei Hafenbauten und Druckluft-Gründungen sowie im Schiffbau. Auszug aus dem von Direktor Luft und Privatdozent Rüth auf der 23. Hauptversammlung des D. Bet.-Ver. gehaltenen Vortrage in der D. B.-Ztg., Mitt. f. Zem. u. Beton 1920, Nr. 12 und 13. Ein weiterer Auszug ist in Beton und Eisen 1920, Heft 10/11 und 12/13 erschienen. Der ungekürzte Wortlaut ist im Bauingenieur 1920, Heft 16 und 17 erschienen.

Die Untergrundbahn im Bereiche des Hauptbahnhofes Leipzig. Bearbeitet von Baurat Braune. (Schluß.) Beton und Eisen 1920, Heft 12/13, S. 136.

Eisenhochbau.

Laufkran mit Lasthebemagneten für den Transport von langen Walzeisen. Mit Abb. Von Ing. W. Druey, Zürich. Schweiz. Bau-Ztg. vom 7. August 1920, S. 64/65.

Holzbau.

Neue Holzverbindung durch Ringdübel, System Tuchscherer D. R. P. für freitragende Holzkonstruktionen. Von Richard Ludwig. Im Anschlusse an die Darlegungen in Nr. 5 des Holzbau 1920 ebenda Nr. 14, S. 53. Entgegnung hierzu von Obering. Voß, Breslau, ebenda S. 54.

Holz-Imprägnierung mit ölgelösten Chromverbindungen (Chromol) im Kesselverfahren. Von Dr.-Ing. Moll, Holzbau, Beilage der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 14, S. 54.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

— — — — —

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung. Sonstiges.

Verein deutscher Portland-Cement-Fabriken. Bericht über die Heidelberger Tagung vom 16.—18. Juni 1920 in Stahl u. Eisen 1920, Nr. 31, S. 1053/1054 von Dr. A. Guttmann.

Von der 43. Generalversammlung des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten. D. B.-Ztg., Mitt. f. Zement und Beton 1920, Nr. 12, S. 94/96. Vgl. Bauing. 1920, Heft 16.

Die Bauholzlieferungen nach Frankreich. Bauwelt 1920, Heft 32, S. 419, 2 Spalten.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Ein Wort zur Eisenbetonbalken-Fachwerktheorie.

Eingesandt.

In Heft 2 der Zeitschrift sagt Herr Dozent B. Löser in einem Aufsatze: „Die konstruktive Gestaltung der Eisenbetonbalken an den Auflagern" bezüglich der zur Aufnahme der Schubkräfte bestimmten schrägen Eisen auf 51: „Ganz irrig ist es, die schiefen Zugkräfte nach der Fachwerktheorie ermitteln zu wollen (vergl. Schubsicherung der Eisenbetonbalken von H. Schlüter[1])) ... Ein solches Verfahren ist ganz willkürlich und führt zu unrichtigen Ergebnissen. Es ist statisch nicht erlaubt, auf allseitig mit Beton umschlossene Eisen eines Verbundkörpers Fachwerkgesetze anwenden zu wollen."

Meines Erachtens ist Herr Löser damit in der Verurteilung der Anwendung der Fachwerktheorie viel zu weit gegangen. Man kommt bei einer eingehenden Verfolgung der Wirkungsweise der schrägen Eisen einfach nicht um Gedankengänge herum, die denen der Fachwerktheorie nahekommen. Ich will im folgenden jedoch nicht a priori davon ausgehen.

Herr Löser teilt bei seinen Untersuchungen den Balken in einzelne „Lamellen" bzw. Teillängen und nimmt die auf diese Längen entfallenden Schubkräfte oder den nach Belastung von Bügeln noch verbleibenden Teil derselben durch schräge Eisen auf, deren Neigung willkürlich angenommen wird. Während sich aber die aufzunehmenden Schubkräfte auf eine bestimmte Teillänge erstrecken, tun dies die schrägen Eisen nicht in gleicher Weise. Es erscheinen daher konstruktiv die Quer- bzw. Schubkräfte auf den Strecken a und c von Abb. 1 nicht als aufgenommen, vielmehr nur auf der Strecke b. Wenn die Schubkräfte auf der ganzen Länge l/n lediglich durch ein schräges Eisen aufgenommen werden sollen, so muß dieses, wie in Abb. 1 punktiert angedeutet, sich über die ganze Teillänge l/n erstrecken. Insbesondere an der Stelle der größten Querkraft, d. h. in der Regel am Auflager, bzw. auf der Strecke a erscheint der Balken bei Verleugnung der Fachwerktheorie durch das schräge Eisen nicht als zur Aufnahme der Querkraft bewehrt, da dort nur der unbewehrte Betonquerschnitt vorhanden ist. Weiter erscheinen die Teillängen zwischen dem Ende des einen und dem Beginne des nächsten Eisens nicht als bewehrt.

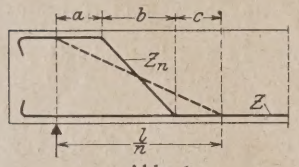


Abb. 1.

Unzureichende Bewehrung durch Eisenaufbiegung ohne Bügel bei Verleugnung der Fachwerktheorie.

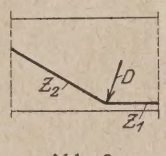


Abb. 2.

Betondruckkraft am Knicke eines aufgebogenen Eisens.

Herr Löser ermittelt zwar die in dem schrägen Eisen wirksame Kraft Zn, verfolgt aber nicht den weiteren Verlauf derselben. Es komme z. B. an der Aufbiegungsstelle ein Gurteisen mit der Längskraft Z_1 an und gehe nach der Aufbiegung mit der Längskraft Z_2 weiter. Wie wird die an dem Knicke auftretende Seitenkraft D aufgenommen? Dies kann nur durch den Beton geschehen. Vergl. Abb. 2. Ebenso kann die Seitenkraft von Zn bei einer oberen Abbiegung in die Gurtrichtung nur vom Beton aufgenommen werden. So kommt man zu einem Kräftebilde entsprechend Abb. 3. Je größer die Seitenkräfte D sind, um so weiter wird sich ihre Wirkung auf den Beton bzw. in diesen hinein erstrecken. Es ist nur natürlich, wenn dabei die Einflüsse von D_n und D_{n+1} zur gegenseitigen Berührung kommen. Damit ist aber eine von Abbiegung zu Abbiegung wirksame Druckbeanspruchung gegeben und man kommt ganz ungewollt zu einem Kräfteverlaufe, auf den sich schlechterdings die Fachwerktheorie anwenden läßt.

Nach Bejahung der inneren Druckrichtungen bzw. Druckkräfte läßt sich auch eine Erklärung dafür finden, warum Balken der von Herrn Löser dargestellten Art unter Umständen auch dann noch tragfähig bleiben können, wenn sie auf Grund eines zu steilen bzw. nicht über die ganzen Teillängen sich erstreckenden Verlaufes der schrägen Eisen als nicht genügend bewehrt bezeichnet werden müßten. Abgesehen von dem Vorhandensein eines mehrfachen Sicherheitsgrades der Fehlkonstruktion kann man dann nämlich die Annahme vertreten, daß solche Balken noch tragfähig bleiben können, wenn obere und untere Abbiegungen bzw. obere Abbiegung und Auflager so zueinander liegen, daß zwischen ihnen sich gegenseitig noch erreichende bzw. durchgehende Betondruckbeanspruchungen auftreten. Anderenfalls erscheint die von Herrn Löser angenommene Verteilung der Abbiegungen bei den Abb. 11, 12, 15 und 19 auf S. 49 bis 51 als eine derart willkürliche, daß sie zu verhängnisvollen statischen Irrtümern und Wirknugen führen kann, denn seine Ausführungen ergeben keinerlei Anhalt dafür, wie steil man die schrägen Eisen legen darf und wie groß die Strecken a und c in Abb. 1 im Verhältnis zu b gewählt werden dürfen. Es erscheint die praktische Wirksamkeit des stark abgebogenen Eisens in Abb. 12 auf S. 49 und die Größe des Abstandes des oberen Knickes von Z_v in Abb. 11 auf S. 49 bereits nichts weniger als einwandfrei. Erst wenn Herr Löser über diese Punkte befriedigende Auskunft geben kann, erscheint die Fachwerktheorie bezüglich der Wirkungsweise der schrägen Eisen entbehrlich.

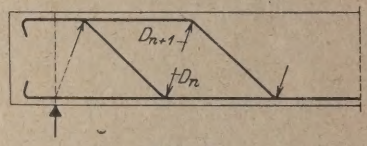


Abb. 3.

Einfaches Fachwerk mit Druckstreben.

Die Eigenschaft eines regelrechten „Verbundkörpers" kann bezüglich der Aufnahme der Schubkräfte durch schräge Eisen nicht als vorliegend anerkannt werden. In der Druckgurtung eines Eisenbetonbalkens liegt tatsächlich Verbund bzw. ein Verbundensein von Beton und Eisen zu gemeinsamer Wirkung vor; desgleichen im Zuggurte, solange der Beton mitträgt. Im Zuggurte fällt aber der Beton als Verbundglied aus, sobald seine Beanspruchungsfähigkeit auf Zug überschritten wird. Es liegt dann nur noch eine Eisenzuggurtung vor. Bezüglich der Aufnahme der Schubkräfte ist von vornherein kein eigentlicher Verbund zwischen Beton und Eisen vorhanden. Der Beton wird regelrecht auf Schub mit paarweise auftretenden Beanspruchungen nach zwei aufeinander senkrecht stehenden Richtungen beansprucht, solange er es aushält, während die Bügel und schrägen Eisen nur normal auf Zug beansprucht zu werden pflegen und nach der von Löser vertretenen Auswertung der Theorie der schiefen Zugspannungen der Beton überhaupt nicht zur Mitwirkung herangezogen wird. Das bedeutet ganz allgemein die Verneinung einer einheitlichen Verbundwirkung. Da nach Löser die Richtung der schrägen Eisen in der auch anderweitig üblichen Weise nicht als die einer Resultierenden aus der Schubbeanspruchung des Betons, sondern vollkommen willkürlich angenommen wird, erscheint tatsächlich das Wesen eines Verbundkörpers durch ihn mehr verleugnet, als durch die Fachwerktheorie, bei der, wenn auch kein gleichartiges bzw. einheitliches, so doch wenigstens ein sinnfälliges Zusammenwirken von Beton und Eisen auf Grund wechselseitiger Druck- und Zugbeanspruchung bzw. der ihnen eigentümlichen verschiedenartigen Festigkeitseigenschaften angenommen wird.

[1]) H. Schlüter: „Die Schubsicherung der Eisenbetonbalken durch abgebogene Hauptarmierung und Bügel nach Vorschrift der neuen Bestimmungen vom 13. 1. 16", Berlin, 1917, Verlag von H. Meusser. Dazu eine „Nachlieferung" betr. 1. Das Zusammenwirken von Zugstreben und Bügeln und einheitliche Berechnungsformeln, 2. Fehler bei der Feststellung der Streben aus den Schubspannungsdiagrammen. Berlin 1919, im gleichen Verlage. Vergl. „Der Bauingenieur" 1920, Seite 64.

Nicht unwidersprochen darf weiter bleiben, daß „die einfache und doppelte Strebenanordnung zwei Sonderfälle der Eisenführung darstellen, die nur bei konstanter Querkraft statisch verständlich, in allen anderen Belastungsfällen dagegen als ganz unzweckmäßig mit Entschiedenheit abzulehnen sind". Es braucht nur auf das Eisenfachwerk verwiesen zu werden, um darzutun, daß mit Zugstreben und Druckpfosten oder Zug- und Druckstreben jedwede Querkraftwirkung einwandfrei aufgenommen werden kann, einerlei, ob eine Querkraft gleichbleibend oder veränderlich ist [2]). Man greift die ungünstigsten Grenzfälle heraus und ordnet die Streben so an und bemißt sie derart, daß sie diesen Fällen gewachsen sind. Herr Löser sagt am Schlusse seiner Ableitungen, es sei nicht zu empfehlen, den Genauigkeitsgrad in der Verteilung der aufgebogenen Eisen all zu hoch zu steigern. Wenn man nach der Fachwerktheorie mit den ungünstigsten Querkraftbelastungen arbeitet, so ergibt sich alles in zwangloser und genauer Weise ohne besondere Einschränkungen.

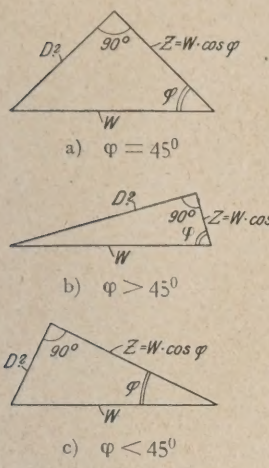


Abb. 4, a) — c).
Aufnahme der wagerechten Schubkraft nach Löser.

Wenn bei der Abb. 12 auf S. 49 das schräge Eisen 1 noch etwas steiler gelegt wird, so daß φ_1 gleich 90° wird, so kommt das aufgebogene Eisen bezüglich der Berechnung einem lotrechten Bügel gleich; nicht auch bezüglich der Wirkungsweise, da das aufgebogene Eisen den Betonbalken nicht umschließt und deshalb die Aufgabe eines Bügels, Obergurt und Untergurt eines Balkens miteinander zu verankern, nicht erfüllen kann. Weiter erscheint eine praktische Wirksamkeit eines lotrecht aufgebogenen Eisens deshalb fraglich, weil an den rechtwinkligen Biegestellen Betonüberbeanspruchungen zu erwarten sind. Jedenfalls müßte aber die Berechnung des aufgebogenen Eisens als Bügel und als schräges Eisen das gleiche Ergebnis zeitigen. Als Bügel hätte das Eisen aufzunehmen: $B_1 = \frac{V_1 \cdot v_1}{z}$ und als schräges Eisen:

$$Z_1 = v_1 , \cos 90^0 \cdot b_0 \cdot \tau = v_1 \cdot o \cdot b_0 \cdot \frac{V_1}{b_0 \cdot z} = \frac{V_1 \cdot v_1}{z} \cdot o = o.$$

Hier liegt eine Unstimmigkeit vor.

Auch die folgende Überlegung führt dazu, daß die von Löser verwendeten Beziehungen nicht zutreffen können.

Wählt man φ_1 ein wenig kleiner als 90°, so wird Z_1 bereits sehr klein, wie sich auch aus dem geometrischen Zusammenhange der Abb. 12 ergibt. Man hätte hiermit ein sehr einfaches Mittel in der Hand, um an Eisen zu sparen: Man wählt v_1 und φ_1 möglichst groß, dann kann man mit sehr wenig Eisen eine riesige Querkraft aufnehmen. Das ist aber unmöglich; die Querkraft würde den Balken zerstören.

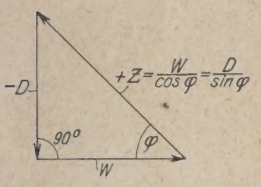


Abb. 5.
Laienhafte Kräftezerlegung.

Sucht man nach dem Grunde der festgestellten zwei Unstimmigkeiten, nämlich daß gewisse Teillängen des Balkens nicht als zur Aufnahme von Schubwirkungen bzw. Querkräften befähigt erscheinen und daß sich für steile, schräge Eisen zu geringe Belastungen ergeben, so muß man den von Herrn Löser gemachten Grundannahmen nachgehen.

In Abb. 9 auf S. 48 ist die Kraft W als in einem wagerechten Schnitte wirkend ermittelt. Sie soll mit einer Eisenzugkraft Z ins Gleichgewicht gesetzt werden, deren Richtung nach Gutdünken gewählt ist. Herr Löser nimmt die Richtung der den Kräften W und Z das Gleichgewicht haltenden Druckkraft D so an, daß sie mit der unter dem Winkel φ geneigten Kraft Z einen rechten Winkel bildet, entsprechend den Kräftedreiecken der Abb. 4 a) — c). Ist das zulässig?

Der gänzlich unbefangene Beschauer, dessen Urteil durch keine spezielle theoretische Sachkenntnis getrübt ist, wird sagen: „Nein! Es liegt ein glatter wagerechter Schnitt vor, mit in dessen Ebene wirksamer wagerechter Kraft, weiter ist eine beliebige, geneigte, diese Ebene schneidende Zugkraftrichtung gegeben. Das Gleichgewicht kann nur durch eine senkrecht zur Schnittebene wirksame Druckkraft D hergestellt werden, entsprechend Abb. 5. Damit befindet sich der Beschauer bereits auf dem Gedankengange zum Eisenbetonfachwerke mit lotrechten Druckpfosten.

[2]) Im Einzelnen kann diesbezüglich auf die Arbeiten von H. Schlüter verwiesen werden. Vergl. Anm. [1]).

Herr Löser gibt keine Belege für die von ihm entsprechend Abb. 4 a) — c) vorgenommene Kräftezerlegung und bringt auch keine diesbezüglichen Ableitungen, und zwar augenscheinlich aus dem Grunde, weil sie für ihn selbstverständlich und geläufig sind. Ich habe keine Veranlassung, meinerseits solche Belege zu suchen. Jedenfalls ist aber wohl anzunehmen, daß die benutzten Grundlagen letzten Endes sich auf die Theorie der schiefen Hauptspannungen stützen, über die im Schrifttume keine Meinungsverschiedenheiten herrschen. Ich will diese daher kurz beleuchten.

Sie geht von den Schubbeanspruchungen τ in der Nullinie des Balkens aus, wo nur diese bzw. keine Biegungsbeanspruchungen auftreten. Die Ermittlung der auf Grund der bekannten die Betonzugspannungen vernachlässigenden Beziehung $\tau = \frac{Q}{b_0 \, z}$ möge aus praktischen Gründen der Rechnungsvereinfachung [3]) gutgeheißen werden obschon an den Stellen größter Querkräfte Betonzugspannungen aufzutreten pflegen. Ein durch Schubbeanspruchungen in Anspruch genommener Würfel erfährt in seinen diagonalen Schnittebenen Zug- und Druckbeanspruchungen, sogenannte schiefe Hauptspannungen [4]) entsprechend Abb. 6 a) u. b). Die senkrecht zu den unter 45° geneigten Schnittebenen — nur für solche gelten die Abb. 6 a) bis d) — wirksamen normalen Beanspruchungen σ_z und σ_d sind gleich den Schubbeanspruchungen τ. Hiermit sind alle auftretenden Spannungen und Kräfte bekannt. Zieht man die Formänderung des Würfels mit in Betracht, so läßt sich an Hand der Abb. 7 a) u. b) sagen, daß sie sich durch eine Z- oder D-Kraft verhindern lassen würde. Man pflegt aber den auftretenden Zug- und Druckbeanspruchungen unter Annahme eines Prismas mit dem Querschnitte eines rechtwinkligen gleichschenkligen Dreieckes entsprechend Abb. 6 c) mit den aus den Abb. 6 c) u. d) ersichtlichen Kräftebildern gerecht zu werden. Dabei werden die Zugkräfte $\frac{Z}{2}$ als eine gewisse Balkenteillänge betreffende Summenkräfte durch unter 45° aufgebogene Eisen aufgenommen. Die Druckkräfte $\frac{D}{2}$ sollen in den Beton gehen. Wie und wo dies geschieht, darum kümmern sich die Verfechter der reinen Theorie der schiefen Zugspannungen nicht. Würden sie dies tun — und der Verbleib auftretender Kräfte darf nicht unverfolgt bleiben — so würden sie ganz von selbst gleichfalls zu Summendruckkräften $\frac{D}{2}$ gelangen und damit zur Fachwerktheorie, bzw. zu Darstellungen, wie sie bereits Herr Mörsch [4]) 1908, S. 169 und 170 gegeben hat und wie sie neuerdings mit Erfolg von Herrn Schlüter [1]) weiter verfolgt [5]) und eingehender Berechnung zugänglich gemacht werden.

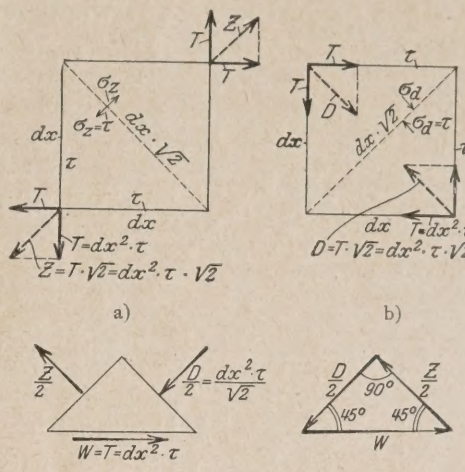


Abb. 6, a) — d). Beanspruchungsvorgang gemäß der Theorie der schiefen Hauptspannungen nach Foerster.

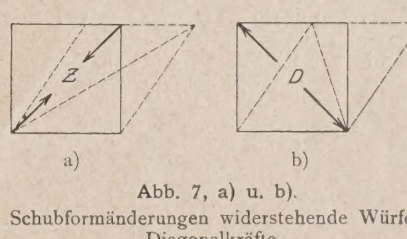


Abb. 7, a) u. b).
Schubformänderungen widerstehende Würfel-Diagonalkräfte.

Die Berechnung der unter 45° aufgebogenen Eisen auf Grund der Theorie der schiefen Zugspannungen hat bisher zu keinen grundsätzlichen Einwänden Anlaß gegeben. Herr Schlüter [1]) bemängelt

[3]) Genaue Berechnungen von Schubbeanspruchungen unter Berücksichtigung der Betonzugspannungen finden sich auf S. 151 u. f. von R. Sonntag: „Biegung, Schub und Scherung .....", Berlin 1909, Verlag von Wilh. Ernst und Sohn.

[4]) Vergl. Professor Dr.-Ing. E. h. E. Mörsch: „Der Eisenbetonbau", III. Aufl. Stuttgart 1908, Verlag von Konr. Wittwer, S. 37, 61, 149 u. a., desgl. V. Aufl. 1920, S. 73 u. a. Geheimer Hofrat Professor Dr.-Ing. E. h. M. Foerster: „Die Grundzüge des Eisenbetonbaues", Berlin 1919, Verlag von Jul. Springer, S. 213, H. Schlüter: (vergl. Anm. [1])) 1917, S. 6.

es allerdings, wenn die auf Grund des Verlaufes der schiefen Zugspannungen festgelegten Wirkungsbereiche der ersten und letzten Eisen keine umfassenden sind. Der Fachwerktheoretiker benötigt jedoch zur Entscheidung der Frage einer ordnungsgemäß erfolgten Aufnahme der Querkräfte die schiefen Hauptspannungen überhaupt nicht. Weil er Beton und Eisen zu einer ineinandergreifenden gemeinsamen Wirkung heranzieht, genügt für ihn nämlich die Feststellung, ob die Querkräfte allenthalben geeigneten schrägen Eisen, Bügeln oder Betondruckstäben begegnen.

Der von Herrn Löser vertretenen Anwendung der Theorie der schiefen Hauptspannungen auf nicht unter 45° aufgebogene Eisen kann wegen der in den Ergebnissen vorliegenden zwei Unstimmigkeiten nicht beigepflichtet werden.

Herr Löser sagt zu der von ihm ausgeführten Bügelberechnung gemäß $Q = B \cdot \frac{z}{l}$ daß sie eine „empirische" ist. Hierzu sei bemerkt, daß die gleiche Beziehung auf Grund regelrechter Ableitung in der Eisenbeton-Fachwerktheorie Verwendung findet. Vergleiche Mörsch[4]), 1908, S 198 und Schlüter[1]), 1917, S. 30 u. f. Herr Löser steht somit bezüglich der Bügelberechnung unbewußt bereits auf dem Boden der von ihm angefochtenen Fachwerktheorie.

Die vorstehend behandelten Grundanschauungen betreffend die Wirksamkeit schräger Eisen in Eisenbetonbalken habe ich u. a. bereits im Jahre 1910 während meiner Tätigkeit bei der Firma Carl Brandt in Düsseldorf vertreten und sie bei Gelegenheit auch in „Beton und Eisen", 1910, S. 245 unter Bezugnahme auf die daselbst entnommene Abb. 8 zum Ausdrucke gebracht. Ich empfehle heute wie damals die Fachwerktheorie mit der Begründung, daß sie „niemals zu schwache Eisenquerschnitte liefern kann, den Beton zu der seinen Festigkeitseigenschaften entsprechenden Aufnahme von Druckkräften heranzieht und ihre rechnerische und zeichnerische Anwendung denkbar einfach ist", füge aber jetzt noch hinzu: „und infolge ihrer konstruktiven Logik vor bedenklicher Willkür bei der Anordnung der schrägen Eisen bewahrt".

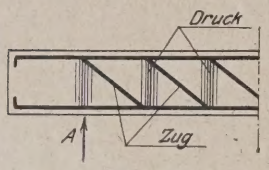


Abb. 8.
Einfaches Fachwerk mit Druckpfosten.

Nachdem Herr Schlüter[1]) aber unter Betonung der durch Versuche bestätigten Wirksamkeit des Eisenbetonbalkens als Fachwerkträger in zusammenfassender Weise Grundlagen und Erläuterungen für die Berechnung [6]) von schrägen Eisen und Bügeln auf Grund der Fachwerktheorie entwickelte und dabei — wie auch von Herrn Mörsch[4]), 1908, S. 169 und 197 bereits festgestellt — nachwies, daß die auf ein schräges Eisen entfallende Zugkraft sich nach der Fachwerktheorie bzw. unmittelbar aus der Querkraft bei Aufbiegungen unter 45° in Übereinstimmung mit der Berechnung aus den Schubspannungen bzw. den schiefen Hauptspannungen ergibt, halte ich es für an der Zeit, den Vorschlag zu machen, bei Berechnung der Bügel [7]) und schrägen Eisen die Schub- und schiefen Zugspannungen überhaupt nicht mehr heranzuziehen, zumal:

1. die Berechnung nach der Fachwerktheorie einfacher, anschaulicher und sicherer ist, dagegen die aus den schiefen Zugspannungen heute als überholt erscheint und nur noch einen vermeidbaren Umweg bedeutet;
2. die Ermittlung der schiefen Hauptspannungen mit ihrer Festlegung von Spannungsebenen- und Richtungen einen unelastischen idealen Baustoff voraussetzt, dessen Festigkeitseigenschaften und Struktur — im Gegensatze zu den Verhältnissen beim Beton — überhaupt nicht in Frage kommen;
3. die Ermittlung der Schubspannungen insofern nur eine angenäherte ist, als die vorhandenen Betonzugspannungen nicht berücksichtigt werden und nach dem Vorhandensein der schrägen Eisen und Bügel infolge Beeinträchtigung und Beeinflussung der Schubformänderung und Umgestaltung der ganzen Konstruktion eine hinfällige wird.

Für die Fachwerkfestlegung werden folgende grundsätzliche Gesichtspunkte vorgeschlagen:

a) Eine Ermittlung von Betonschubspannungen erscheint zwecks Aufnahme der Querkräfte nur noch zur Festlegung der nicht zu bewehrenden Balkenteile erforderlich.
b) Für die Zulänglichkeit eines Systemes von schrägen Eisen ist nicht der Gesichtspunkt maßgebend, daß diese in gleichmäßiger Weise und ohne Unterbrechung in steter Folge durch schiefe Zugspannungen belastet werden, sondern die Forderung, daß die Querkraft stets eine Betondruckstrebe oder eine Eisenzugstrebe schneidet.
c) Die Neigung der Zugstreben beträgt zweckmäßig 45°, weil sie dann entsprechend der dem Formänderungsvorgange zugrunde gelegten Auffassung auf quadratische Balkenprismen wirken und am wirksamsten sind. Die Neigung kann aber auch in geringem Maße von 45° abweichen, z. B. wenn sich dadurch eine gleichmäßige Aufteilung der Streben für die zu bewehrende Balkenteillänge erreichen läßt.
d) Im übrigen ist die Zugstrebenfolge tunlichst so zu wählen, daß die Druckstreben den Winkel zwischen Zugstrebe und Gurteisen annähernd halbieren und ihr Verlauf kein gesuchter ist, so daß z. B. von zwei einer Biegestelle gegenüberliegenden Stellen diejenige für den Endpunkt der Druckstrebe gewählt wird, deren Wahl die Strebenrichtung der Winkelhalbierenden möglichst nahe bringt.
e) Die Querschnittsermittlung bzw. Belastung der Zugstreben und Bügel erfolgt nach dem Vorschlage von Schlüter[8]) in der Weise, daß ihre Beanspruchungen im ungünstigsten Falle gleich groß werden.

Zusammenfassung.

Es handelt sich um eine Verteidigung der von Herrn Löser angegriffenen Eisenbetonbalken-Fachwerktheorie. Es wird der Nachweis von zwei Unstimmigkeiten in der von Herrn Löser gebrachten Anwendung der Theorie der schiefen Zugspannungen erbracht und gezeigt, daß die unentbehrliche Fachwerktheorie dem Wesen einer Verbundkonstruktion besser gerecht wird, als die Theorie der schiefen Zugspannungen. Für die Anwendung der Fachwerktheorie werden bestimmte Vorschläge gemacht.

Friedrichshagen, den 12. März 1920.

Dr. R. Sonntag, Beratender Ingenieur: V.B.I.

Berichtigung.

Zur Theorie unversteifter Rippenkuppeln

Wir werden von Herrn Dr. Pichl gebeten, folgende weitere Berichtigung mitzuteilen:

Seite 423 heißt es richtig:

$$V_S = V_{0S} + \frac{1 + Bf}{l} M \text{ bzw. } V_A = V_{0A} - \frac{1 + Bf}{l} M,$$

und Seite 425:

$$V = Vs + \frac{1 + Bf}{l} \sum_{1}^{r} \mu \cos \varrho \, M \quad \ldots\ldots\ldots \text{(14}$$

Die Schriftleitung.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Mitgeteilt von Rechtsanwalt Dr. Weiß-Heidelberg.

Haftung des Inhabers einer Wasserleitung für die durch fahrlässig verschuldetes Zufrieren und Platzen des Rohres entstandenen Schäden.

Eine Wasserleitung ist eine Anlage, die ihrer ganzen Einrichtung nach besonderer Sorgfalt bedarf. Es besteht daher nach Auffassung des OLG. Hamburg (Urt. v. 13. XI. 19, Seuff. Archiv 1920 Nr. 97) für den Inhaber einer Wasserleitung die Rechtspflicht, sein besonderes Augenmerk auf die Hauptgefahr einer solchen Anlage zu richten, nämlich auf das Einfrieren; er muß sich davon überzeugen, daß Schutzmaßnahmen, wie ein Abschlußhahn, angebracht sind, und muß im Bedarfsfalle diese Maßnahmen zur Anwendung bringen. Tut er das nicht, so handelt er fahrlässig und haftet gemäß § 823 auch den Betroffenen, die nicht mit ihm in einem Vertragsverhältnis stehen (Mitmieter).

Beginn der Verjährung beim Werkvertrag; Begriff der „Abnahme" eines Werkes (§§ 638, 202 BGB.).

Der Anspruch des Bestellers auf Beseitigung eines Mangels eines Werkes (Bauwerkes) sowie die wegen des Mangels dem Besteller zustehenden Ansprüche auf Wandlung, Minderung oder Schadens-

---

[5]) Herr Oberingenieur H. Schlüter beruft sich, 1917 (vergl. Anm. [1])) im Vorwort darauf, daß seine Ausführungen in den Hauptpunkten dem Sinne der neuen Bestimmungen entsprächen und dankt den Herren Baudirektor Dr.-Ing. E. h. M. Koenen und Professor Dr.-Ing. E. h. E. Mörsch für die ihm erteilte Beratung.

[6]) Herr Schlüter tut dies zunächst nur bei Balken mit nnveränderlicher Höhe.

[7]) In den am 3. 6. 19. herausgegebenen „Musterbeispielen zu den Bestimmungen für Ausführung von Bauten aus Eisenbeton vom 13. 1. 16" ist (im Sonderabdrucke auf S. 10) noch von einer Berechnung der Bügel auf Abscheren die Rede. Eine solche Inanspruchnahme kann deshalb nicht in Frage kommen, weil ihr eine Zerstörung des Betons durch Leibungsdruck vorangehen würde.

[8]) H. Schlüter, (vergl. Anm. [1])), 1919, S. 3 u. f.

ersatz verjähren, sofern nicht der Unternehmer den Mangel arglistig verschwiegen hat, in sechs Monaten, bei Arbeiten an einem Grundstück in einem Jahr, bei Bauwerken in fünf Jahren. Die Verjährung beginnt mit der Abnahme des Werkes.

Wichtig ist die Fixierung des Zeitpunktes der Abnahme, wozu in erster Linie Klarheit über den Begriff der Abnahme nötig ist: Das RG. behandelt im Urteil vom 23. XII. 19 einen Fall (Seuff. Archiv 20 Nr. 91), in dem ein Haus vom Besteller in Benutzung genommen wurde, bevor die Lichtanlage, die der Unternehmer ebenfalls vereinbarungsgemäß zu liefern hatte, eingebaut war. Im Rechtsstreit über einen später entdeckten Mangel des Bauwerkes berief sich der Besteller darauf, daß seit Einbau der Lichtanlage noch nicht fünf Jahre verstrichen seien. Das RG. stellt fest, daß die Abnahme erfolgt ist bei der Übernahme des Hauses ohne Lichtanlage. Zwar sei das Haus ohne Lichtanlage nicht als vollendetes Werk anzusehen; der Begriff der Vollendung sei aber für den der Abnahme nicht notwendige Voraussetzung. Die Abnahme setzt nur ein in der Hauptsache vollendetes Werk voraus, da sie nur der Ausdruck dafür ist, daß der Besteller das Übernommene im allgemeinen als dem Vertrag entsprechend gelten lassen will.

Ist, wie hier die Lichtanlage, ein Teil des Werkes trotz der Übernahme noch rückständig, so beginnt hinsichtlich der Eigenschaften dieses Teiles die Verjährung des § 638 erst mit seiner Lieferung.

Die gewöhnliche Verjährung bei Schadensersatzansprüchen auf Grund eines Werkvertrages (§§ 635, 638, 195 BGB.).

Die oben näher erläuterte abgekürzte Verjährung des § 638 BGB. kommt in Anwendung, wenn es sich um Schadensersatzansprüche handelt, die aus dem Werke selbst unmittelbar anhaftenden Mängeln hergeleitet werden, soweit sie bereits bei der Abnahme bestanden oder binnen der abgekürzten Frist seit der Abnahme hervortraten.

Die regelmäßige Verjährung des § 195 (30 Jahre) dagegen greift Platz bei Ansprüchen, mit denen über den Rahmen des § 635 hinaus Ersatz für Schäden gefordert wird, zu deren Entstehen ein mit den Mängeln des Werkes nur in Verbindung stehendes besonderes Ereignis geführt hat. So z. B. wenn erst im Laufe der Jahre aus einer undichten Leitung nach und nach Wasser in das Mauerwerk und die Holzteile eines Bauwerkes eingedrungen ist, und das Hinzutreten eines weiteren Umstandes das Vorhandensein oder das zufällige Hinzugelangen von Pilzkeimen ermöglichte oder beförderte. (Reichsgericht VII 161/18; nicht veröffentlicht.)

Wesen des „Architektenvertrages" — Garantie für Einhaltung der Voranschlagsumme (§§ 306, 611, 650 BGB.).

Ein eigentlicher Architektenvertrag als besonderes Rechtsgebilde ist dem deutschen Recht fremd. Streitig ist die Frage, ob er ein Dienstvertrag oder ein Werkvertrag im Sinne des BGB. ist. Von beiden Typen stecken Bestandteile in ihm. Das RG. legt das Schwergewicht auf die Leistung von Diensten, vor allem bei der Bauausführung und Bauüberwachung, und nimmt daher regelmäßig einen Dienstvertrag an, indem es die Anfertigung der Pläne und Vorentwürfe, als lediglich Vorbereitungsarbeiten, nicht als allein merkmalbildend ansieht (RG. in Zivilsachen Bd. 63, S. 312; 86, S. 75). Wird dagegen ein Architekt lediglich mit der Planfertigung für ein großes Werk beauftragt, die ein umfangreiches künstlerisches und technisches Können voraussetzt, so handelt es sich um einen Auftrag zur Herstellung eines Werkes, so daß die Vorschriften über den Werkvertrag Anwendung finden. (OLG. Colmar Urt. v. 8. 5. 13 in Els.-Lothr. Ztg. 39 S. 132.) Wenn nun aber auch das RG. regelmäßig einen Dienstvertrag in der Tätigkeit eines Architekten sieht, so läßt es dennoch — was beim Werkvertrag ohne weiteres zulässig ist — auch beim Architektenvertrag eine Garantie für Einhaltung der Voranschlagssumme zu. (RG. Urt. v. 23. 9. 19, „Recht" 20 Nr. 377.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. Juli 1920.

Kl. 37 b, Gr. 1. Sch. 53606. Lothar Schoenfeld, Düsseldorf, Prinz-Georg-Str. 116. Im Grundriß winkelförmiger Stein. 17. VIII. 18.

Kl. 37 b, Gr. 5. K 69 318. Franz Wilhelm Klingler, Bern, Schweiz; Vertreter: Patentanwalt Dr. Oettinger, Berlin SW 61. Zur Aufnahme von Befestigungsmitteln für Maschinenteile od. dgl. an Betonbaukörpern dienende Einsatzschiene mit keilförmig sich nach außen verjüngendem Querschnitt. 28. VI. 19. Schweizer Priorität vom 26. XII. 17.

Kl. 37 c, Gr. 7. H. 74 270. Carl Hannemann, Schloppe in Westpr. Holzdachabdeckung aus Winkelleisten. 2. V. 18.

Kl. 80 a, Gr. 13. M 65 113. Arthur Müller, Bauten- und Industriewerke, Charlottenburg. Schlagplattenmaschine zur Herstellung von Dachziegeln. 18. III. 19.

Kl. 85 b, Gr. 2. M 64 653. Josef Muchka, Wien; Vertreter: Patentanwälte A. du Bois-Reymond, Max Wagner und G. Lemke, Berlin SW 11. Verfahren zum Entkarbonisieren von Wasser für industrielle Zwecke. 2. I. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. Juli 20.

Kl. 19 a, Gr. 11. Sch. 53 324. Herbert Schloß, Brüssel; Vertreter Patentanwälte C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner und Dr.-Ing. G. Breitung, Berlin SW 61. Schienenbefestigung auf Metallschwellen ohne Lochung der Schwelle. 26. VI. 18. Belgische Priorität vom 13. IV. 18.

Kl. 80 a, Gr. 13. W 47 034. Georg Wingenfeld, Düsseldorf-Oberkassel, Düsseldorfer Str. 152. Schlagpresse zur Herstellung von Schwemmsteinen u. dgl. 13. X. 15.

Kl. 80 b, Gr. 1. L 47 532. Gottfried Schalk, Düsseldorf-Oberkassel, Lueg-Allee 35. Verfahren, Leichtbeton (Bimsbeton) wasserdicht zu machen. 23. XII. 18.

Kl. 80 b, Gr. 15. F 44 561. Wilhelm Fischer, Cassel, Brüderstr. 5. Verfahren zur Nachahmung von Marmor in Portlandzementmörtel. 3. V. 19.

Kl. 80 b, Gr. 22. B 90 720. Heinrich Brunck, Dortmund-Brackel. Verfahren zur Bildung wasserbeständiger Körper aus Schlackenwolle. 8. IX. 19.

Kl. 80 b, Gr. 24. W 54 280. Franz Weeren, Neukölln, Glasowstr. 28/30. Schwerkörper als Ersatz für Gußeisen, Blei u. dgl., sowie Verfahren zu seiner Herstellung. 8. I. 20.

Kl. 80 b, Gr. 25. D 34 416. Dr.-Ing. Dammann, Essen, Ruhr, Johannesstr. 17. Verfahren zur Herstellung eines stampfasphaltähnlichen Belags; Zusatz zur Anmeldung D 32 737. 20. IV. 18.

Kl. 80 b, Gr. 25. G 48 736. Gesellschaft für Teerstraßenbau m. b. H., Hannover. Verfahren zur Herstellung einer stampfasphaltähnlichen Masse aus Bitumen und Mineral für Straßenbauzwecke. 23. VII. 19.

Kl. 80 d, Gr. 1, S 50 736. Siemens-Schuckert-Werke, G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Gesteinsbohrer mit auswechselbarer Schneide. 7. VIII. 19.

Kl. 80 d, Gr. 8. S 62 718. Société Industrielle Bordelaise d'appareils de levage, Paris; Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. Hans Eyck, Magdeburg. Bandsäge zum Schneiden von Steinen. 7. IV. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. Juli 1920.

Kl. 37 a, Gr. 5. M 65 574. Anna Mester geb. Reil, Gehrden bei Hannover, Dammstr. 19. Verfahren zur Herstellung von Wänden aus Holzwerk mit Lehmfüllung. 5. V. 19.

Kl. 37 c, Gr. 1. H 62 955. Friedrich Haag, Straßburg-Neudorf, Rheinziegelstr. 24; Vertreter: Patentanwalt Dr. S. Hauser, Berlin SW 48. Dachziegel aus mehreren, in verschiedenen Ebenen liegenden, aneinanderstoßenden Flächen. 5. VII. 13.

Kl. 85 c, Gr. 6. G 49 528. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B., Beiertheimerallee 70. Vorrichtung zum Reinigen von durch Schwimm- und Sinkstoffe verunreinigtem Wasser. 3. XI. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. August 1920.

Kl. 37 a, Gr. 4. D 34 834. Hugo Damme, Magdeburg, Ackerstr. 5. Dreiviertel Stein starke Wand mit wagrechten Hohlräumen. 12. VIII. 18.

Kl. 37 a, Gr. 4. D 35 183. Hugo Damme, Magdeburg, Ackerstr. 5. Steinwand mit wagrechten Hohlräumen; Zusatz zur Anmeldung D 34 834. 27. XI. 18.

Kl. 37 b, Gr. 1. K 66 865. Ernst Knorr, München, Brüsseler Str. 6. Betonhohlblock. 6. VIII. 18.

Kl. 37 d, Gr. 24. H 77 399. Dipl.-Ing. Oswald Heller, Charlottenburg, Mommsenstr. 4. Dichtung für Fensterrahmen, bei der eine an dem einen Fensterteil sitzende Feder in eine Nut am anderen Fensterteil eingreift. 20. VI. 19.

Kl. 37 e, Gr. 9. L 47 019. Hermann & Max Loesch, Karlsruhe. Verfahren zur Herstellung hölzerner Formwände für Gußbetonhäuser. 15. VIII. 18.

Kl. 80 b, Gr. 9. H 76 084. Dr.-Ing. Anton Hambloch, Andernach a. Rh. und Wilhelm Ebmeier, Coblenz a. Rh. Verfahren zur Herstellung von bituminösen Isoliermassen, Platten u. dgl. 4. II. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 5. Aug. 1920.

Kl. 20 c, Gr. 15. K 72 925. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, und Wilhelm Arbenz, Zehlendorf bei Berlin. Fahrbare Kippvorrichtung für einen Kippwagenzug. 3. V. 20.

Kl. 20 i, Gr. 9. P 39 185. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock und Josef Kaup, Köln, Pfälzer Str. 19. Hängebahnweiche. 31. I. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. August 1920.

Kl. 36 d, Gr. 9. R 46 926. Dr. Wilhelm Reese, Hannover, Bahnhofstraße 9, Ernst Köhler, Hannover-Stöcken, Ziegeleistrstr. 7, und Oskar Brandes, Wolfenbüttel. Rauchabführungsrohr für Lokomotivschuppen. 27. XII. 18.

Kl. 37 b, Gr. 5. T 22 550. Arthur Schmidt, Guxhagen bei Cassel. Verfahren zum Verbinden von Hölzern ohne Verschnitt an der Verbindungsstelle. 19. II. 19.

Kl. 65 b, Gr. 1. D 37 105. Deutsche Maschinenfabrik A.G., Duisburg. Schiffsaufschleppvorrichtung für Querhellinge. 21. II. 20.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. Juli 1920.

Kl. 65 b, Gr. 1. 326 631. Fa. Carl Brandt, Unternehmung für Eisenbetonbau, Düsseldorf. Verfahren zum Vermindern der Unterwasserarbeiten bei dem Bau von Hellingen und Schiffsaufzügen. 7. XII. 18. B 87 950.

Kl. 80 d, Gr. 1. 326 580. Maschinenfabrik „Westfalia" Akt.-Ges., Gelsenkirchen. Steinbohrer zur Erweiterung von Bohrlöchern. 26. IX. 18. M 64 046.

Kl. 81 e, Gr. 34. 326 642. Alfred Keßler, Gleiwitz, O.-Schl., Wilhelmstraße 4. Kasten für Mörtel, Sand u. dgl. 10. XII. 18. K 67675.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. August 1920.

Kl. 80 a, Gr. 46. 326 721. Wilhelm Schütz, Schloßstr. 19, und Werner Siebel, Lindenstr. 255, Düsseldorf. Vorrichtung zum Einstampfen von profilierten und auch durchbrochenen Eisenbetonhohlkörpern. 16. III. 19. Sch 54 720.

Kl. 81 e, Gr. 32. 326 681. Alois Schlauf, Groß Räschen. Verfahren zum Fördern des Abraums beim Verbreitern hoher Halden. 2. XI. 18. Sch 54 009.

Kl. 85 c, Gr. 6. 326 762. Karl Buschard, Cuxhaven. Abwasserkläranlage mit zwischen Klär- und Schlammfaulraum liegendem Frischschlammraum. 5. VIII. 19. B 90 251.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. August 1920.

Kl 18 b, Gr. 10. 326 773. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Bochum und Adolf Klinkenberg, Dortmund. Verfahren zur Herstellung von Flußeisen und Stahl; Zusatz zu Patent 316 938. 6. XII. 16. D 33 093.

Kl. 20 a, Gr. 12. 326 846. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Seilbahn. 9. XII. 19. G 49 797.

Kl. 20 g, Gr. 6. 326 850. Paul Fischer, Greiz i. V., Grünrothstr. 12. Einrichtung zum Überleiten von Fahrgästen und Waren an Zwischenstationen ohne Anhalten der Züge. 2. VIII. 19. F 45 011.

Kl. 42 c, Gr. 4. 326 821. Albert Berg, Hönefoß, Norwegen. Vertreter: Patentanwalt M. Mintz, Berlin SW 11. Winkel-Meßinstrument. 6. V. 19. B 89 332. Norwegische Priorität vom 28. VI. 18.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Neue Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses, für Eisenbeton, herausgegeben von Wilhelm Ernst & Sohn Berlin. 1920.

Heft 43: Versuche zur Ermittelung der Widerstandsfähigkeit von Betonkörpern mit und ohne Traß, Dr. Otto Graf, mit 14 Textabb. und 88 Zusammenstellungen. Preis geh. M 9,80 zuzüglich Sortimenter-Teuerungszuschlag.

Heft 44. I. Teil. Versuche mit zweiseitig aufliegenden Eisenbetonplatten bei konzentrierter Belastung. Von Dr.-Ing. C. Bach und Otto Graf, mit 91 Textabb. und 11 Zusammenstellungen. Preis geh. M 20 zuzüglich des Sortimenter-Teuerungszuschlags.

Über beide Hefte, die wiederum namentlich für die bauliche Praxis hochwertvolle Fragen behandeln, ist in dem redaktionellen Teil dieser Nummer eine ausführliche Darlegung gegeben, auf die an dieser Stelle verwiesen werden möge. Die Hefte des Deutschen Ausschusses sind bereits so allgemein bekannt und in der Praxis als wertvollste Ratgeber und Lehrmeister eingeführt, daß es auch für die beiden vorliegenden Neuerscheinungen, die aus Untersuchungen der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt hervorgegangen sind, keiner besonderen Empfehlung mehr bedarf. M. F.

Handbuch für Eisenbeton, II. Auflage. Zehnter Bd. Hochbau II. Dachbauten, bearbeitet von O. Domke und K. W. Mautner. Berlin 1920, Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. M 44, geb. M 60 zuzüglich des Sortiments- und Teuerungszuschlags.

Der vorliegende, gegenüber der ersten Auflage fast vollkommen neu bearbeitete Teil zerfällt in 4 Hauptabschnitte, deren ersterer von Prof. Domke, Aachen, herrührt, deren letztere von Privatdozent und Direktor Dr. K. W. Mautner, Aachen und Düsseldorf, bearbeitet sind. Teil I, der allgemeine statische Teil, enthält im Hinblick auf die i. d. R. bei Eisenbetondächern vorhandene, oft sogar mehrfache statische Unbestimmtheit des Systems, die Grundlagen für die Berechnung. Anschließend an die Belatungsangaben für Dachbauten und die Querschnittsermittlung für Platten und Pfetten sowie die üblichen Binderformen, wird die Bemessung der Querschnitte bei Bogen und Rahmen zunächst gegeben, und zwar auf für die Praxis durchaus ausreichendem Annäherungswege. Hieran schließt sich ein grundlegender Abschnitt über die Berechnung der ebenen statisch unbestimmten Stabwerke, die allgemeinen Ansätze, das Arbeitsprinzip, die Vereinfachung des Ausdrucks für die Formänderungsarbeit usw. Es folgt weiter die Auflösung der Elastizitätsgleichungen nach den verschiedensten Methoden, einschl. der Durchführung eines Zahlenbeispiels für 4 statisch unbestimmte Größen. Weiter folgen Anwendungsbeispiele mehrfach statisch unbestimmter Tragwerke; hier werden behandelt die mehrfachen Rahmen, die Stockwerksrahmen und die Pfostenträger.

In dem sich hierauf anschließenden besonderen statischen Teil bespricht Mautner die Lösung der besonderen Rahmenformen: des Rechteckrahmens mit fester Einspannung, mit Fußgelenken, mit beliebig gestaltetem symmetrischem Querbalken, ferner Rahmen mit Zugband, mehrteilige Rahmen für mehrschiffige Hallen und endlich durchlaufende Rahmenbinder mit Fußgelenken. Teil III beschäftigt sich mit den Belastungsannahmen der Dächer und den hierfür erlassenen amtlichen Bestimmungen, Teil IV mit der konstruktiven Ausgestaltung der Rahmendächer, einschließlich der Querschnittsbestimmung ihrer Einzelteile; hierbei werden eine Menge mustergültiger, ausgeführter Bauten behandelt, von denen eine größere Anzahl bisher in der Literatur noch nicht besprochen sind. Neben der Gesamtanordnung sind auch stets ausreichend Einzelheiten dargestellt, so daß die mitgeteilten Bauwerke in jeder Hinsicht als Vorbilder dienen können und sowohl für die Studierenden wie den Ingenieur in der Praxis willkommene Anhalte für das Entwerfen ähnlicher Bauwerke abgeben werden. Hin und wieder sind an die konstruktive Darstellung auch Darlegungen über den Berechnungsgang, namentlich graphischer Art angeschlossen. Von Einzelheiten sind ausführlicher die Fußgelenke, die Eindeckung der Verbunddächer, Dachverglasungen, Oberlichter, Dachpfetten (mit Berechnung), Isolierung der Dächer (Wärmeschutz) Schweißwasserverhütung, Dehnungsfugen usw. besprochen. Ein von Geh. Reg.-Rat A. Lascus bearbeitetes ausführliches Sachverzeichnis schließt den vorliegenden Band ab.

Alles in allem liegt in der vorliegenden Bearbeitung eine mustergültige Arbeit vor, welche höchstens ein Allzuviel bringt, aber gerade hier unter dem Gesichtswinkel beurteilt werden kann, daß eben die Dachbauten außerordentlich vielgestaltig sind und jedem Sondererfordernis Rechnung zu tragen ist. „Wer vieles bringt, wird jedem etwas bringen." Deshalb wird auch der vorliegende Band einmal unter den anderen Bänden des Handbuches eine hervorragende Stellung einnehmen, Rechnung tragend der hohen Bedeutung der Eisenbetondächer und -hallenbauten für Industrie- und Profanbauten, zum anderen aber auch allgemein führend sein auf dem Sondergebiet, das er behandelt. M. F.

C. Kersten, Der Eisenbetonbau, ein Leitfaden für Schule und Praxis. Teil I: Ausführung und Berechnung der Grundformen, mit 310 Textabb., 24 Zahlentafeln und 28 Zahlenbeispielen. 11. neubearbeitete Auflage. Berlin 1920. Verlag: Ernst & Sohn. Preis geh. 20 M zuzüglich Sortiment- und Teuerungszuschlag.

Daß das Buch von Kersten in der 11. Auflage erscheint, spricht besser als alle Empfehlungen für das Lehrbuch. Sein Erscheinen wird in den Kreisen der mittleren Techniker, für die es in erster Linie bestimmt ist, mit um so größerer Freude begrüßt werden, als durch die wirtschaftlichen Schwierigkeiten die letzte Auflage seit fast zwei Jahren vergriffen ist. Grundlegend für die Abänderungen in der neuen Auflage sind die neuen behördlichen Vorschriften vom Jahre 1916 sowie manche Materialfragen gewesen; unter letzteren kommt im besonderen die Zulassung von Eisenportland- und Hochofenzement, die Verwendung von Traß im Beton, die Herstellung von Leichtbeton (für letztere beide Fragen wird in Zukunft eine Erweiterung und Ergänzung am Platze sein!) usw. zur Behandlung. Bei der „Bauausführung" werden neuere Ausführungsmethoden und die heute benutzten Werkzeuge und Hilfsmittel neu vorgeführt. Eine gänzliche Umgestaltung haben einzelne Kapitel des theoretischen Teiles gefunden, namentlich die Abschnitte Schubspannungen, zentrisch und exzentrisch belastete Stützen und umschnürter Beton. Bei der Behandlung exzentrisch auf Druck und Zug belasteter Querschnitte sind die Kunzeschen Tabellen aufgenommen, auch die Tabelle von Spangenberg ist wiedergegeben; gerade diese bewährten Hilfsmittel sind geeignet die Benutzung des Kerstenschen Buches zu fördern. Allen theoretischen Erörterungen sind Zahlenbeispiele angefügt, welche dem Leser besonders willkommen sein werden und das wertvolle Werk auch zum Eigenunterricht recht brauchbar machen. M. F.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W 9.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 3737

1. Jahrgang | 15. Oktober 1920 | Nr. 1

WAS IST WISSENSCHAFTLICHE ARBEIT?

Ansprache des Vorsitzenden Geh. Baurats G. de Thierry bei Eröffnung der I. Mitgliederversammlung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" am 21. September 1920 zu Berlin.

Als im Laufe des vergangenen Winters Herr Geh. Baurat Dr.-Ing. Taaks mit der Frage an mich herantrat, ob ich bereit sei, mich an der Gründung einer Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen zu beteiligen, begrüßte ich diesen Gedanken mit Freuden, weil ich es seit langer Zeit schmerzlich empfunden habe, daß in unserem Fach wissenschaftliche Arbeit nicht in dem Maße gefördert wird, wie es bei verwandten technischen Gebieten der Fall ist.

Während im Maschinen- und Schiffbau, in der Elektrotechnik und der Chemie der Wettbewerb auf dem Weltmarkt zu einer ständigen Anspannung aller Kräfte zwingt und durch wirtschaftlichere und leistungsfähigere Erzeugnisse Wissenschaft und praktisches Leben sich stets gegenseitig befruchten, fehlen im Bauingenieurwesen vielfach diese treibenden Kräfte.

Jeder Fortschritt auf wissenschaftlichem Gebiet hängt auf das engste mit der Auswertung der Erfahrung zusammen und es fehlte bisher tatsächlich an einer Stätte, an der auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens unter Mitwirkung eines großen Kreises von Fachgenossen wissenschaftliche Arbeit geleistet wurde. An Zeitschriften und Werken über Ingenieurbauten besteht kein Mangel, aber die meisten Veröffentlichungen enthalten Beschreibungen von Bauausführungen. Häufig wird die Begründung der gewählten Bauweise nicht einmal für notwendig gehalten und nur selten erfährt man, ob und wie sich die Werke in technischer und wirtschaftlicher Beziehung bewährt haben. Höchst bedauerlich ist es, daß die Erörterung von Mißerfolgen und deren Ursachen zu den allergrößten Seltenheiten gehört, obwohl gerade dadurch unsere Wissenschaft am wirksamsten gefördert werden könnte. Die Gründe hierfür brauche ich nicht anzuführen; in den meisten Fällen beruhen solche Mißerfolge auf Mängeln unserer Erkenntnis und durch eine möglichst vielseitige Beleuchtung derartiger Mißerfolge könnte die Wissenschaft den größten Nutzen haben.

Aus allen diesen Gründen erschien auch mir die Schaffung einer Gesellschaft für Bauingenieurwesen notwendig; was sie erstrebt, ist in dem ersten Punkt der Ihnen bekannten Richtlinien angegeben. Er lautet: „Die Gesellschaft bezweckt die Förderung wissenschaftlicher Arbeit auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens." Bevor wir in unsere Verhandlungen eintreten, erscheint es mir jedoch notwendig, daß wir uns darüber klar werden, was ist wissenschaftliche Arbeit? Und wie wollen wir diese Arbeit auf unserem Fachgebiet fördern?

Gehen wir davon aus, daß die angewandten Naturwissenschaften den Zweck verfolgen, die in der Natur schlummernden Kräfte dem Menschen dienstbar zu machen, indem diese Kräfte nach unserem Willen gelenkt und ausgenutzt werden, so kann wohl kein Zweifel darüber aufkommen, daß die Ingenieurwissenschaften als ein Zweig der Naturwissenschaften anzusehen und als solche zu den empirischen Wissenschaften zu zählen sind. Auf Grund der Erfahrung, aus dem rein handwerksmäßigen Gebrauch gewisser Regeln, die sich bewährt hatten, deren Handhabung jedoch eine gewisse Kunst voraussetzte, hat sich unsere Wissenschaft entwickelt. Die Frage jedoch, was unter Wissenschaft zu verstehen ist, wird so verschieden aufgefaßt, daß es sich wohl verlohnt, der Beantwortung dieser grundlegenden Frage einige Aufmerksamkeit zu widmen, weil aus dieser Erörterung sich der Weg deutlicher zeichnen wird, den wir gehen sollen, um den Zweck unserer Gesellschaft zu erfüllen.

Der Weg der Wissenschaft wurde sofort betreten, als man den Grund erforschte, warum die praktischen, handwerksmäßigen Regeln ihren Zweck erfüllten. Wissenschaftliche Arbeit wurde ferner geleistet, als das Bestreben nach Verallgemeinerung der zunächst für die Lösung vereinzelter Aufgaben gültigen Gesetze dazu führte, den Zusammenhang zwischen Ursache und Wirkung zu erforschen und diesen Zusammenhang in der Weltsprache der Mathematik auszudrücken. Abgesehen davon, daß das Bauingenieurwesen zu den Baukünsten gehört, weist die innige Verwandtschaft zwischen Kunst und Können auf den Zusammenhang zwischen Wissenschaft und Kunst. Als Kunst muß man die Fähigkeit bezeichnen, gewisse Kenntnisse und Fertigkeiten zur Schaffung eines bestimmten Werkes zielbewußt zu verwenden. Die Fertigkeiten können wohl durch handwerksmäßige Ausbildung erlangt werden; zielbewußten Gebrauch dieser Fertigkeiten wird jedoch, abgesehen vom Genie, nur Derjenige machen können, der das wissenschaftliche Rüstzeug vollkommen beherrscht.

Stoff und Form sind letzten Endes die allgemeinsten Grundlagen unserer Werke, und wollen wir wissenschaftliche Arbeit fördern, so ist es notwendig, die gegenseitigen Beziehungen dieser Elemente zu erforschen und die Gesetze dieser Beziehungen in allgemein gültigen Formen festzulegen. Seit 2½ Jahrtausenden wird diese Ausdrucksform erstrebt, denn Pythagoras und seine Jünger waren es, welche die Grundlagen einer Weltauffassung legten, die sich auf die sinnlichen Wahrnehmungen bezieht. Wenn man berücksichtigt, welche Bedeutung die Zahl für unser ganzes Leben und ganz besonders für die Technik hat, erscheint es uns verständlich, daß die Pythagoräer die Zahl schließlich zu einem Weltprinzip erhoben. In dem Bemühen, das Wesen einer Erscheinung in einer mathematischen Formel auszudrücken, wandeln wir auf den Wegen der Pythagoräer. Die Frage erscheint nur manchmal gerechtfertigt, ob die Formel, in der die Qualität auf die Quantität zurückgeführt wird, das ganze Wesen der Erscheinung und den Zusammenhang der Dinge restlos erklärt.

Wie in allen Zweigen der Naturwissenschaft die Hypothese nicht zu entbehren ist, bildet auch in unserem Fach die Hypothese einen wesentlichen Bestandteil des Fundaments. Wie oft werden aber Formeln angewandt, ohne daß man sich vorher Klarheit darüber verschafft, ob die Hypothesen, auf welchen sie beruhen, auch für den betreffenden Anwendungsfall zutreffen. Wir dürfen uns ferner über gewisse Gefahren, welche das Bestreben, für die Erscheinungen mathematische Ausdrucksformen zu suchen, bietet, nicht täuschen. Sie liegen darin, daß Theorien entwickelt werden, die vielleicht hinsichtlich ihres mathematischen Aufbaues als wahre Kunstwerke unsere Bewunderung verdienen, deren Mangel aber darin besteht, daß sie auf Wahrnehmungen aufgebaut sind, die keinen Anspruch auf Allgemeingültigkeit erheben dürfen.

Derartige Theorien, die auf dem Wege reiner Abstraktion entstanden sind, müssen schließlich zu ontologischen Schlußfolgerungen führen, bei denen die Phantasie an die Stelle der Wirklichkeit tritt.

Auf der anderen Seite verfällt man ebenso häufig in einen anderen Fehler. Versagt die Theorie in einzelnen Fällen, so wird leichthin der Theorie jeglicher Wert abgesprochen. Der Wissenschaft würde viel mehr gedient sein, wenn man den Grund erforschte, warum in dem bestimmten Falle die Anwendung des Gesetzes zu einem negativen Ergebnis führte. Man wird vielleicht zu einer Einschränkung des Anwendungsgebietes gewisser Theorien gelangen, aber eine derartige kritische Prüfung der Grundlagen, auf welchen eine Theorie aufgebaut ist, muß schließlich zu einer Erweiterung unserer Erkenntnis führen.

Dem Fortschritt wissenschaftlicher Erkenntnis steht vielfach auch der Autoritätsglaube hindernd im Wege. Wollen wir wissenschaftliche Arbeit leisten, so dürfen wir uns weder auf die Autorität einer Formel noch auf diejenige einer Persönlichkeit verlassen. Schopenhauer äußert sich in sehr zutreffender Weise über den Autoritätsglauben. Er sagt: „Die Leute, die so eifrig und eilig sind, strittige Fragen durch Anführung von Autoritäten zu entscheiden, sind eigentlich froh, wenn sie statt eigenen Verständnisses und Einsicht, daran es fehlt, fremde ins Feld stellen können. Ihre Zahl ist legio! Bei ihren Kontroversen ist danach die gemeinsame Waffe: Autoritäten; damit schlagen sie aufeinander los und wer etwa hineingeraten ist, tut nicht wohl, sich dagegen mit Gründen wehren zu wollen: denn gegen diese Waffe sind sie gehörnte Siegfriede, eingetaucht in die Flut der Unfähigkeit zu denken und zu urteilen; sie werden ihm daher ihre Autoritäten als ein argumentum ad verecundiam entgegenhalten und dann victoria schreien."

Wollen wir uns also nicht auf Autoritäten verlassen, so müssen wir uns bemühen, die Erscheinungen richtig zu beobachten, zu interpretieren und ihren Zusammenhang zu erforschen. Die Schwierigkeiten, die hierbei zu überwinden sind, dürfen wir nicht unterschätzen. In seinen Gesprächen mit Eckermann sagt Goethe:

„Es gibt in der Natur ein Zugängliches und ein Unzugängliches. Dieses unterscheide und bedenke man wohl und habe Respekt. Es ist uns schon geholfen, wenn wir es überall nur wissen, wiewohl es immer sehr schwer bleibt, zu sehen, wo das Eine aufhört und das andere beginnt. Wer es nicht weiß, quält sich vielleicht lebenslänglich am Unzugänglichen ab, ohne je der Wahrheit nahe zu kommen. Wer es aber weiß und klug ist, wird sich am Zugänglichen halten und indem er in dieser Region nach allen Seiten geht und sich befestigt, wird er sogar auf diesem Wege dem Unzugänglichen etwas abgewinnen können, wiewohl er hier doch zuletzt gestehen wird, daß manchen Dingen nur bis zu einem gewissen Grade beizukommen ist, und die Natur immer etwas Problematisches hinter sich behalte, welches zu ergründen die menschlichen Fähigkeiten nicht hinreichen."

Die Schwierigkeiten sind also sowohl objektiver wie subjektiver Art. Jedes Problem setzt sich aus vielen einzelnen Teilen zusammen. Die Analyse, die Zergliederung des Einzelfalles in alle seine Bestandteile bietet Schwierigkeiten, die nur mit dem Fortschreiten unseres Erkenntnisvermögens zu überwinden sein werden. Was wir heute noch als eine in sich abgeschlossene Erscheinung beurteilen, wird sich vielleicht im Laufe der Forschung als ein durch das Zusammenwirken vieler Einzelfaktoren zustandegekommenes Phänomen erweisen. Wie der Lichtstrahl durch das Prisma als ein höchst verwickelter Naturvorgang sich erweist und wir jetzt wissen, daß jenseits der mit unserem Auge wahrnehmbaren Strahlen noch Schwingungen höchster Wirksamkeit vorhanden sind, wird auch in unserem Fachgebiet die Analyse uns vielleicht auf noch unbekannte Gebiete führen.

Wie aber durch die Eigenschaften des Prismas gewisse Strahlen absorbiert werden, oder wie ein mit Mängeln behafteter Spiegel ein Zerrbild des Gegenstandes wiedergibt, wird der Verstand, der sich mit der Lösung derartiger Aufgaben befaßt, nur dann zu der Wirklichkeit entsprechenden Ergebnissen gelangen, wenn die Kritik ihn vor übereilten Schlußfolgerungen schützt.

Nicht früh und eindringlich genug kann das kritische Urteil geschärft werden, um die dem Subjekt anhaftenden Schwierigkeiten bei der Lösung wissenschaftlicher Probleme auf das niedrigste Maß einzuschränken. Nur in den seltensten Fällen werden sich die unseren Sinnen anhaftenden Mängel in der richtigen Erkenntnis der Erscheinungen völlig beheben lassen.

Neben der Zergliederung der einzelnen Erscheinungen muß die Synthese, die Zusammensetzung der Ergebnisse der Beobachtung und das Erkennen des Gesetzes einhergehen.

„Das Schwierige bei der Natur ist", sagt Goethe, „das Gesetz auch da zu sehen, wo es sich uns verbirgt, und sich nicht durch Erscheinungen irre machen zu lassen, die unseren Sinnen widersprechen. Denn es widerspricht in der Natur manches den Sinnen und ist doch wahr."

Weitestgehendes Mißtrauen, Zweifel an der Richtigkeit unseres Urteils ist somit Pflicht des Forschers, der sich vor Irrtümern schützen will. Denn der Irrtum beruht darauf, daß ein kausaler Zusammenhang zwischen Vorstellungen konstruiert wird, der in Wirklichkeit nicht besteht; anderseits muß der Forscher in den Fällen, die er nicht aufzuklären vermag, den Mut haben, seine Unzulänglichkeit mit einem ignoramus zu bekennen, das jedoch niemals als ein ignorabimus aufgefaßt werden dürfte.

So kommen wir zu dem Ergebnis, daß wir als Wissenschaft die Erforschung des Zusammenhangs zwischen Ursache und Wirkung verstehen müssen, und daß die Erkenntnis dieses Zusammenhanges nur auf dem Wege der Erfahrung gewonnen werden kann. Keineswegs dürfen wir unseren Vorgängern auf wissenschaftlichem Gebiet unsere Anerkennung für ihre Leistungen versagen. Aber gerade aus der Tatsache, daß die Entwicklung der Wissenschaft, die wir ihrem Forschungstrieb verdanken, darauf beruht, daß sie sich nicht damit begnügten, den ihnen überlieferten Wissensschatz zu hüten, sondern darauf bedacht waren, diesen Schatz zu mehren, kommen wir zu der richtigen Bewertung der Überlieferung. Die Tradition kann niemals als Quelle der Erkenntnis gelten und durch das bloße Hinnehmen von Tatsachen auf Grund der Autorität kann wissenschaftliche Arbeit nicht gefördert werden.

Wollen wir also in unserer Gesellschaft wissenschaftliche Arbeit fördern, so muß ein Jeder von uns mit seinen Erfahrungen sich in den Dienst der Sache, der wir dienen wollen, stellen. Frühzeitig muß der heranwachsende Ingenieur darauf hingewiesen werden, daß das Wissen allein nicht der Weisheit letzter Schluß ist und daß Wissen ohne Können eine Glocke ohne Klöppel ist. Wir müssen uns darüber klar sein, daß weder eine solche Hochschulweisheit, die sich vom praktischen Leben fern hält und dessen Erfahrungen entraten zu können glaubt, noch die Erfahrungen des Bauherrn, der meistens seine Schlußfolgerungen auf den Erfolg aufbaut und sehr häufig in den Zusammenhang zwischen Ursache und Wirkung nicht eindringt, wahre wissenschaftliche Arbeit bedeutet.

Ferner sollten wir uns, im Hinblick auf das Ziel, über die engherzigen, kleinlichen Bedenken, die der Auswertung von Mißerfolgen im Wege stehen, hinwegsetzen. Kritik, selbstverständlich nur die rein sachliche Kritik, ist der Weg, der zur Aufklärung führt, und weder sachliche noch persönliche Hindernisse dürfen sich einer solchen Kritik in den Weg stellen.

In neuester Zeit haben deutsche Firmen der Bauindustrie bei den internationalen Wettbewerben in Stockholm und in Basel Erfolge erzielt, an denen wir nicht achtlos vorübergehen wollen. Wir können auf solche Leistungen stolz sein und uns ihrer erfreuen. Mit dem Ruhm, den diese Firmen für sich erwarben, legten sie aber auch der Welt gegenüber Zeugnis ab für den guten Ruf deutscher Wissenschaft.

In einer Zeit, in der nur das höchstwertige Gut ein Ab-

satzgebiet im Auslande finden kann, sind derartige Erfolge von ungeheurem Wert. In wirksamster Weise bringen sie den guten deutschen Namen zu Ehren und ebnen unseren jungen Ingenieuren, die mehr und mehr genötigt sein werden, ihr Fortkommen im Ausland zu suchen, die Wege. Sie beweisen uns aber auch, daß hervorragende Geisteskräfte in unserem Fachgebiet vorhanden sind, die in höherem Maße als bisher für den Fortschritt der Wissenschaft nutzbar gemacht werden müssen. Der Gesellschaft für Bauingenieurwesen erwächst die Pflicht, alle jene Kräfte zusammenzufassen, die gewillt sind, in selbstloser Weise ihre Erfahrung in den Dienst der Sache zu stellen, und mit dem Blick auf die hohen Ziele deutscher Wissenschaft sich zu gemeinsamer Arbeit zusammenzufinden.

Ist dies erreichbar, so wird die Zukunft der deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen gesichert sein. —

ZUSAMMENWIRKEN VON WASSERSTRASSEN UND EISENBAHNEN.

Auszug*) aus einem Vortrag, gehalten auf der Gründungsversammlung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieur-Wesen" zu Berlin am 4. Mai 1920 von Prof. Dr.-Ing. Blum, Hannover.

Die neue Gesellschaft bezweckt einen engeren Zusammenschluß der Bauingenieure, die sich in eine Reihe von Fachrichtungen gliedern. Es erscheint daher geboten, immer wieder das Gemeinsame in ihren Arbeiten hervorzuheben.

Ein Gebiet, auf dem die Notwendigkeit des Zusammenarbeitens besonders klar vor Augen tritt, ist das Verkehrswesen. Abgesehen von all den Einzelfragen bautechnischer Natur, bei denen z. B. der Statiker und der Eisenbahner zusammenarbeiten müssen, hat der Ingenieur bei vielen Verkehrsfragen zunächst allgemein die Entscheidung darüber zu treffen, welches Verkehrsmittel für den gegebenen Fall das volkswirtschaftlich zweckmäßigste ist, das Notwendigste mit dem geringsten Aufwand von Mitteln erzielt. In einer großen anderen Gruppe von Aufgaben ist zu untersuchen, in welcher Weise zwei oder mehrere zum Transport notwendige Transportmittel am besten zum einheitlichen Zusammenwirken zu bringen sind.

Leider hat es an dem volkswirtschaftlich notwendigen Zusammenarbeiten bisher vielfach gefehlt und statt dessen ist ein ungesunder Wettbewerb getrieben worden, wodurch Verkehrsmittel herabgedrückt oder gar vernichtet worden sind, an deren Weiterbestehen die Allgemeinheit lebhaftes Interesse hat. Dieser schädliche Wettbewerb war besonders dort zu fühlen, wo der Ingenieur nicht den erforderlichen Einfluß in den Verkehrsunternehmungen, Regierungen und Parlamenten besaß und daher die Ergebnisse seiner technisch-wirtschaftlichen Ermittlungen nicht zur Geltung bringen konnte, sondern wo rücksichtsloser Händlergeist herrschte und nur die Verkehrsmittel pflegte, aus denen der höchste privatwirtschaftliche Nutzen herausgeholt werden konnte. In besonders scharfen Formen hat sich dieser Kampf in Amerika und England abgespielt, wo die Eisenbahnen die Binnenwasserstraßen fast ganz zum Erliegen brachten, so daß die Volkswirtschaft des Landes der Willkür der Eisenbahngewaltigen ausgeliefert wurde.

Gutes Zusammenarbeiten beobachten wir fast allenthalben zwischen dem See- und Landverkehr, d. h. zwischen dem Überseeschiff- und den Binnenverkehrsmitteln (Küstenschiff, Binnenwasserstraße, Eisenbahn). Hier ist das Zusammenarbeiten in der Natur, dem Geographischen begründet und Wettbewerb ist überhaupt nur selten möglich, besteht dann aber nicht im ungesunden Abjagen des Verkehrs, sondern in einer wirtschaftlich richtigen Teilung nach Verkehrsarten (vergl. den Landweg Hamburg—Neapel gegenüber dem Seeweg). Besonders stark zeigt sich die folgerichtige Bildung der Anstoß-Transporte (Seeverkehr und Binnenverkehr) in den „peripherisch", d. h. vom Rande aus entwickelten Ländern, also in allen Kolonialstaaten, deren Erschließung von der Küste aus erfolgte. Der Haupthafen ist dann gleichzeitig der Hauptknotenpunkt der Eisenbahnen (und u. U. auch der Binnenwasserstraßen), die von hier aus fächerförmig in das Landesinnere ausstrahlen. Hier erscheinen die Binnenverkehrsmittel als die natürlichen Fortsetzungen der Überseelinie (Beispiele bieten Bombay, Kalkutta, Buenos Aires und die großen nordamerikanischen Häfen). Wo sich dagegen die Staaten „zentral", aus der Mitte heraus entwickelt haben (von einer Hauptstadt aus, wie in Frankreich oder von mehreren Hauptstädten wie in Deutschland), bestehen keine so innigen Beziehungen zwischen Land- und Seeverkehr, da der Hauptknotenpunkt der Eisenbahnen im Landesinneren liegt und nur bestimmte Eisenbahnlinien das Meer erreichen. In der politischen Entwicklung Deutschlands und seines Verkehrswesens liegt es begründet, daß seine Seehäfen teilweise nicht so mit Eisenbahnlinien ausgestattet sind, wie man das wünschen müßte (vgl. z. B. die durch die Wirtschaftspolitik von Hannover und Braunschweig veranlaßte ungünstige Linienführung Hamburg—Hannover—Frankfurt a. M.); insbesondere leidet die Entwicklung Bremens unter der Unzulänglichkeit seiner Eisenbahnverbindungen, dem Fehlen wichtiger Linien, und vielleicht würde eine genauere Untersuchung ergeben, daß zur Erschließung des zu Bremen gehörenden Hinterlandes der Bau gewisser Eisenbahnen noch wichtiger ist, als die Verbesserung des Wasserstraßennetzes. Vielleicht müßte gerade der Schwerpunkt der Verkehrspolitik Bremens, soweit sie auf das Hinterland gerichtet ist, in der Entwicklung seiner Eisenbahnen liegen. Denn Bremen ist bisher kein Strahlenpunkt für solche, wie es das nach seiner wirtschaftlichen Bedeutung sein müßte, sondern hat mehr die Bedeutung eines kontinentalen Knotenpunktes dritter oder vierter Ordnung, der zufällig am Meere liegt. Ungünstig ist die Verbindung mit Hannover, die Linie Bremen—Münster—Hamm ist nicht in das Sauer- und Siegerland sowie in den Maingau durchgeführt, es fehlt ferner eine Weserbahn, eine Verbindung mit Cassel, die wohl möglich wäre. Allen drei Hansestädten fehlt aber eine Linie, die besonders geeignet erscheint, die verschiedenartigen Verkehrsbeziehungen zu gemeinsamer Wirkung zu bringen, die sogenannte Fehmarnbahn, die das Bindeglied bilden würde zwischen Skandinavien mit den Hansestädten und durch die vorhandenen Linien nach den westfälischen Industriezentren und überhaupt Nordwest-Europa.

Während Überseeschiff und Eisenbahn, abgesehen von den erwähnten Ausnahmen, gut zusammenarbeiten, besteht leider zwischen Eisenbahn und Binnenwasserstraße immer noch an vielen Stellen ein ungesunder Wettbewerb. Während in England und Amerika, wie schon erwähnt, in dem von den Eisenbahnen rücksichtslos geführten Kampf die Binnenwasserstraßen meist unterlegen sind, hat man in unserer Heimat glücklicherweise die Bedeutung der Binnenwasserstraßen noch rechtzeitig erkannt. Allerdings hat es auch hier heftiger politischer und wissenschaftlicher Kämpfe bedurft, aber hierdurch sind die Meinungen jetzt doch soweit geklärt, daß wir wissen, unter welchen Voraussetzungen wir auch im Eisenbahnzeitalter noch Binnenwasserstraßen bauen können. Wir wissen jetzt, daß es sich bei ihrem weiteren Ausbau nur um „Großschiffahrtswege" und nur im Linien im besonders günstigen Gelände handeln kann und daß unsere Wasserstraßenpolitik, abgesehen von der Regelung bestimmter Flüsse, hauptsächlich auf den Bau von Verbindungskanälen gerichtet sein muß, die verschiedene Flußgebiete auf kurzem Wege miteinander verbinden. Der lange Krieg hat hierbei vergleichsweise die Wasserstraßen gegenüber den Eisenbahnen gestärkt, weil letztere im Kriege mehr abgenutzt worden sind, wobei sie auch Aufgaben erfüllen mußten, die der infolge kurzsichtiger Politik leider unvollendet gebliebene Mittellandkanal sonst hätte auf sich nehmen können. Sowohl durch Bau und Erhaltung und Betrieb werden die Eisenbahnen unter den jetzigen veränderten Verhältnissen zunächst stärker belastet als die Wasserstraßen, anderseits aber auch, weil ihre Wirtschaft jetzt schwieriger ist als die der Wasserstraßen. Die Verteuerung der Kohle hat ferner den wirtschaftlichen Wert der Wasserkräfte erheblich gesteigert und den Bau von Wasserkraftwerken ermöglicht, die früher im Wettbewerb mit der Kohle nicht hätten bestehen können. Den Wasserstraßen und Wasserläufen fallen daher in unserer Gesamtwirtschaft große neue Aufgaben zu.

Der Eisenbahner muß sich daher auch den Wasserstraßen und der Wasserwirtschaft vorurteilsfreier gegenüberstellen, als das bisher noch manchmal geschehen ist, und es müssen die wirtschaftlichen Grenzen zwischen Eisenbahn und Binnenwasserstraßen ohne Voreingenommenheit und frei von allem ungesunden Optimismus lediglich nach dem wirtschaftlich Gegebenen und Möglichen gesucht werden. Daß es aber auch in neuerer Zeit noch manchmal an dem richtigen Zusammenarbeiten der verschiedenen Fachrichtungen fehlt, zeigt das Beispiel des Schlußstückes für den Mittellandkanal, bei welchem die damit verknüpften Eisenbahnfragen viel zu wenig berücksichtigt sind, vor allem in den amtlichen Veröffentlichungen über diese Frage. Besonders für den Lokalverkehr des Mittellandkanales ist die Frage des besten einheitlichen Zusammenwirkens von Eisenbahn und Kanal von ganz besonderer Wichtigkeit.

Die großen Aufgaben, die dem deutschen Ingenieur auf dem Gebiet des Ausbaus der Wasserstraßen und Wasserkräfte, des Hochwasserschutzes und überhaupt im Rahmen des wirtschaftlichen Wiederaufbaues unseres Vaterlandes zufallen, wird er nur lösen können, wenn sich die verschiedenen Fachrichtungen, in diesem Falle die Wasserbauer und Eisenbahner, zum gemeinsamen gedeihlichen Zusammenarbeiten finden. Es wird eine Hauptaufgabe der neuen Gesellschaft für Bauingenieurwesen sein, diese Zusammenarbeit zu fördern. —

*) Der Vortrag ist vollinhaltlich abgedruckt in der Ztschr. d. V. D. I. Nr. 39/1920.

GESCHÄFTLICHE MITTEILUNGEN DER GESELLSCHAFT.

Bericht über die erste Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

Am 21. September d. J. veranstaltete die „Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen" in Berlin im Hause des „Vereins Deutscher Ingenieure" ihre erste Mitgliederversammlung. Der rege Besuch — es waren über 150 Teilnehmer erschienen — legte Zeugnis ab von dem lebhaften Interesse, das man in Fachkreisen der neuen Gründung entgegenbringt. Unter den Erschienenen bemerkte man u. a. Minist.-Direktor Ottmann vom Reichsverkehrsministerium, Vertreter des Patentamtes und anderer Behörden.

Die Sitzung wurde gegen 10 Uhr von dem 1. Vorsitzenden, Herrn Geh. Baurat Prof. G. de Thierry, Berlin, eröffnet. Über die Eröffnungsansprache und die darauf folgenden mit Diskussion verbundenen Vorträge des Herrn Geh.Ob.-Baurats Schmick, München (Die Wasserkräfte und ihr wirtschaftlicher Wert) und des Herrn Prof. R. Petersen, Danzig (Verkehrsfragen bei Stadterweiterungen) wird an anderer Stelle ausführlich berichtet werden,

Der Nachmittag war den geschäftlichen Verhandlungen vorbehalten. Bei Beginn der Sitzung gab der Vorsitzende eine Erklärung dahingehend ab, daß die Gesellschaft zwar gemeinsam mit dem „Verein deutscher Ingenieure", im übrigen aber unter Wahrung ihrer Unabhängigkeit — die schon in der Selbständigkeit des Vorstandes und der Geschäftsführung zum Ausdruck käme — ihren Weg gehen werde. Anderseits bestehe aber auch die feste Absicht, das gute Einvernehmen und gedeihliche Zusammenarbeiten mit anderen Fachverbänden — wie z. B. dem „Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine", zu dem die Gesellschaft in keinerlei Gegensatz stände — in jeder Weise zu fördern und zu unterstützen.

Auf der Tagesordnung standen folgende 4 Punkte:

1. Wahl des endgültigen Vorstandes.
2. Wahl zweier Rechnungsprüfer und ihrer Stellvertreter für 1920.
3. Zusammensetzung des wissenschaftlichen Beirates und Einsetzung von Arbeitsausschüssen.
4. Festsetzung des Mitgliederbeitrages.

Hierzu wurden folgende Beschlüsse gefaßt:

Zu Punkt 1: der bisherige vorläufige Vorstand wurde bestätigt und durch die Wahl des Herrn Dr.-Ing. Herrmann, Gustavsburg, um ein Mitglied vermehrt. Er setzt sich demnach aus folgenden Herren zusammen:

Reg. Bmstr. Bilfinger, Mannheim,
Prof. Dr.-Ing. Blum, Hannover,
Reg.-Bmstr. Eiselen, Berlin,
Stadtbaurat Fleck, Dresden.
Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden,
Prof. Dr.-Ing. Giese, Berlin,
Dr.-Ing. Herrmann, Gustavsburg,
Baudirektor Helbing, Essen,
Ingenieur Hüser, Oberkassel,
Geh. Baurat Kemmann, Berlin,
Reg.-Bmstr. Kreß, Berlin,
Dipl.-Ing. Dir. Luft, Biebrich a. Rh.,
Prof. Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe,
Geh. Ob.-Baurat Schmick, München,
Geh. Baurat Dr.-Ing. Taaks, Hannover,
Geh. Baurat Prof. de Thierry, Berlin,
Ob.-Baurat Wendemuth, Hamburg.

Zu Punkt 2: als Rechnungsprüfer für 1920 werden gewählt:

Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Rudeloff und
Ingenieur Leitholf, beide in Berlin.

Zu Punkt 3: die Aufgaben des Beirates und der Arbeitsausschüsse sollen einstweilen vom Vorstande wahrgenommen werden.

Zu Punkt 4: der Jahresbeitrag wird auf 25 M bzw. für Mitglieder des VDI auf 20 M und für Juniorenmitglieder (die aber kein Stimmrecht erhalten) auf 10 M festgesetzt. Das Geschäftsjahr beginnt am 1. Oktober. Der Bezug der Zeitschrift „Der Bauingenieur" ist freigestellt. Bei Bestellung durch die Geschäftsstelle der Gesellschaft erhalten die Mitglieder die Zeitschrift vom Verlage zu einem gegenüber dem Ladenpreise um 25% ermäßigten Preise.

Außerhalb der Tagesordnung wurden noch einstimmig folgende 3 Entschließungen angenommen:

1. an den Reichstag: „Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen richtet an den Reichstag die Bitte, unter Hinweis auf den bestehenden Mangel in der Reichsverfassung einen Reichswasserwirtschaftsrat zu schaffen, dem alle Fragen der Großwasserwirtschaft zur Bearbeitung überwiesen werden. Die Gesellschaft hält es für dringend erforderlich, daß bei der Abfassung des Gesetzes geeignete Sachverständige zugezogen werden und ist bereit, solche zu nennen."

2. an den Reichstag: „Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen bedauert, daß den Beschlüssen der Nationalversammlung und des Reichstags, leitende Stellen in der Reichsverwaltung durch Techniker zu besetzen, seither nicht Folge gegeben worden ist. Sie richtet an den Reichstag die Bitte, auf der Durchführung dieser Beschlüsse zu bestehen. Insbesondere beantragt sie, daß:

a) die Aufstiegsmöglichkeiten für Techniker verbessert werden, insbesondere die Übertragung der technischen Referate an Techniker verwirklicht werde,
b) in vorwiegend technischen Ministerien, insbesondere dem Reichsverkehrs- und Reichsschatzministerium mindestens je ein Techniker als Staatssekretär alsbald angestellt werde."

Dem Reichskanzler werden diese Beschlüsse ebenfalls übermittelt mit der Bitte, die Reichsregierung möge auch ihrerseits den darin ausgesprochenen Wünschen Rechnung tragen.

3. An den Preußischen Minister für Volkswohlfahrt:

„Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat von der Absicht des Preußischen Ministeriums für Volkswohlfahrt Kenntnis genommen, eine neue Zentralstelle für die Überprüfung von statischen Berechnungen in Berlin zu begründen. Die Vertreter des gesamten Bauingenieurwesens erheben Einspruch gegen diese beabsichtigte Neugründung, die nicht Erleichterungen, sondern Erschwernisse und Verzögerungen für das Bauen bringen würde. Eine Berücksichtigung örtlicher Verhältnisse, wie sie im Bauwesen notwendig ist, wird von dieser Zentralstelle, wenn überhaupt, so doch nur mit Hilfe eines großen Beamtenapparates möglich sein. Diesen zu schaffen, liegt bei unseren derzeitigen Verhältnissen durchaus keine Veranlassung vor, um so weniger, als genügend fähige Kräfte vorhanden sind, die diese Aufgabe in freier Berufstätigkeit erfüllen können, wie dies vielfach bisher mit Erfolg geschehen ist." —

Reg.-Bmstr. M. Brandt, Geschäftsführer.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang | 31. Oktober 1920 | Heft 20

EISENERSPARNIS.

Von W. Rein, Berlin-Lichterfelde.

Der sich im Verlauf des Krieges stets mehrende Verbrauch an Eisen und Stahl für wichtigsten und dringendsten Kriegsbedarf führte bereits in den letzten Kriegsjahren zu weitgehender Beschränkung der Verwendung von Eisen im Bauwesen[1]). Auch unmittelbar nach dem Kriege gestaltete sich für Eisen die Baustoffbewirtschaftung höchst ungünstig, da der ungeheure Verbrauch während des Krieges einen scharfen Eisenmangel zur Folge hatte, während andere, für die Kriegführung minder wichtige Baustoffe in ansehnlichen Lagerbeständen verfügbar waren. Friedensvertrag und Gebietsverluste gefährden zudem unsere Erz- und Kohlenversorgung in erheblichem Maße. Es wurde daher auch in der Öffentlichkeit die Forderung erhoben, im Bauwesen die Verwendung von Eisen nach Möglichkeit auszuschalten[2]). Da Mangel und Not im wirtschaftlichen Wechselspiel stets zum Hochschnellen der Preise führen, konnte diese Forderung durch die Steigerung der Eisenpreise im vergangenen Jahre eine erhebliche Unterstützung erfahren, und es kam zu einer bisher ungekannten Verdrängung des Baueisens durch Beton und Holz.

Verhältnismäßig rasch brachte aber der sich immer schärfer fühlbar machende Kohlenmangel weitere Preisverschiebungen auf dem Baustoffmarkt. Die verminderte Leistungsfähigkeit der Zementfabriken konnte nach Aufzehrung der vorhandenen Bestände den Bedarf lange nicht decken und die beim Eisen bereits gewohnte sprunghafte Preissteigerung setzte nun auch beim Zement ein.

Es schien kurze Zeit, als ob der von den veränderten Verhältnissen zunächst wenig berührte Holzbau, zugleich durch bedeutende und anerkennenswerte Fortschritte in der Ausbildung von Ingenieurkonstruktionen unterstützt, in vielen Fällen das Feld allein zu beherrschen berufen sei. Der Druck außerordentlicher Verhältnisse ließ Zweckmäßigkeitsfragen, welche früher die Wahl des Baustoffes in erster Linie bestimmten, notgedrungenermaßen zurücktreten und diesehr günstige Preisgestaltung der Holzbauten führte zu stark vermehrter Anwendung derselben.

Wenn auch die Brennstoffknappheit die Holzpreise nicht unmittelbar beeinflußte, so konnten letztere aber von den Folgen des Friedensvertrages und der allgemeinen Weltwirtschaftslage auf die Dauer nicht unberührt bleiben. Der Verlust weiter Waldgebiete, die unterbundene Holzeinfuhr und wahrscheinlich auch der durch das „Loch im Westen" begünstigte zügellose Ausverkauf Deutschlands brachten schon kurz nach dem Hinaufschnellen der Eisen- und Zementpreise ähnliche Preissprünge für das Holz und dämpften damit eine Fülle hochgespannter Erwartungen und Hoffnungen.

Die Preise der Baustoffe haben inzwischen erhebliche Rückgänge erfahren, die Märkte haben sich fühlbar entspannt und eine gewisse Festigung der Preise hat Platz gegriffen. Mit Sicherheit aber muß mit lebhaften Preisbewegungen auch fernerhin gerechnet werden, und es steht fest, daß der Gesundung unseres gesamten Wirtschaftslebens eine weitgehende Ermäßigung und Festigung der Preise namentlich für Baustoffe vorausgehen muß. Immerhin scheint die Annahme berechtigt, daß sich in nicht allzu ferner Zeit der Wettbewerb der Baustoffe, zwar auf erheblich verschiedener Preisgrundlage, einmal wieder in gewohntem Rahmen abspielen wird, zumal die neuerdings mehrfach erhobenen Warnungsrufe[3]) gegen die Bedrohung unserer Waldbestände wohl nicht geringer zu bewerten sind als die eingangs erwähnte im vergangenen Jahre aufgestellte Forderung auf Schonung unserer Eisenvorräte. Mehr als jemals werden dann Zweckmäßigkeitsfragen ausschlaggebend sein, und seine unerreichte Eignung für die mannigfachsten Bauzwecke wird dem Eisen zweifellos auch künftig wieder seine frühere Bedeutung im Bauwesen sichern. Kann schon durch den Ersatz eines Baustoffes durch einen anderen bei unserer gegenwärtigen Lage eine Erleichterung unserer Gesamtwirtschaft nicht mehr erzielt werden, so ist aber anderseits gewiß, daß die hochentwickelte Eisenbauindustrie Deutschlands an unserm Wiederaufbau und der Gesundung unseres Wirtschaftslebens in bedeutendem Maße mitzuarbeiten berufen ist. Besonders die Ergebnisse der neuesten internationalen Wettbewerbe weisen deutlich darauf hin, und unsere Eisenbauanstalten werden mit der Ausfuhr ihrer Erzeugnisse, welche ein großes Maß geistiger

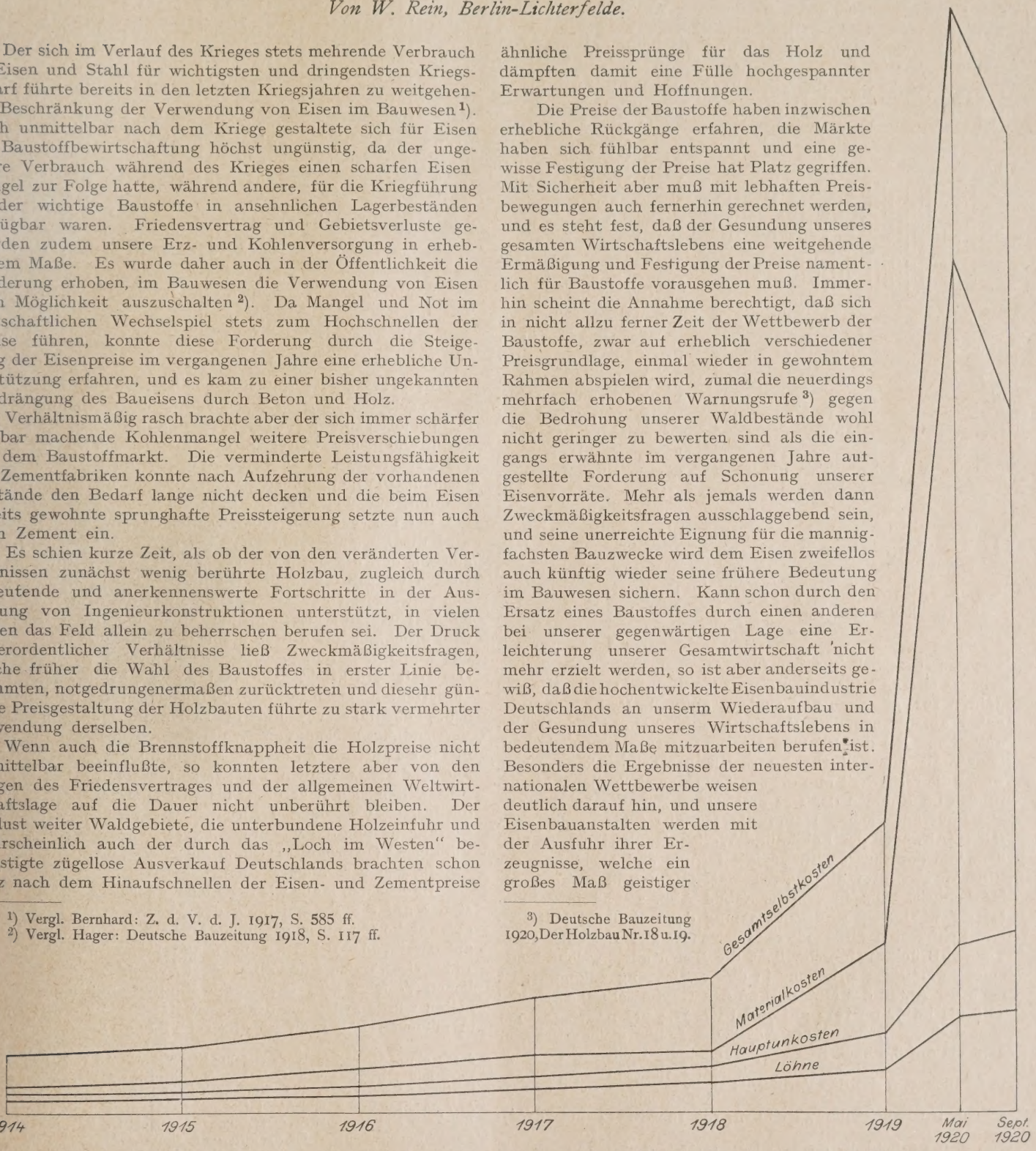


Abb. 1. Gesamtselbstkosten und Einzelgestehungskosten in Mark je Tonne Eisenkonstruktion für die Jahre 1914 bis 1920.

[1]) Vergl. Bernhard: Z. d. V. d. J. 1917, S. 585 ff.
[2]) Vergl. Hager: Deutsche Bauzeitung 1918, S. 117 ff.
[3]) Deutsche Bauzeitung 1920, Der Holzbau Nr. 18 u. 19.

und werkmännischer Verfeinerungsarbeit enthalten, an dem Bemühen zur Verbesserung unserer Handelsbilanz erheblichen Anteil haben.

Das Gebot der Zeit wird mithin nicht Ersparnis von Eisenbauten, wohl aber Ersparnis von Eisen bei Eisenbauten erheischen. Diese Frage ist mehrfach im technischen Schrifttum behandelt, u. a. auch durch Pütze in der Zeitschrift „Der Brückenbau" 1919 S. 171 ff. Dieser Aufsatz gipfelt vornehmlich in der Forderung der Vereinheitlichung und Änderung unserer Belastungs- und Berechnungsvorschriften. Die dabei vorgeschlagene Heraufsetzung der Ankerbeanspruchung wird kaum ungeteilte Zustimmung finden, ebensowenig auch die Ausführungen des Verfassers über die Bindung von Knickstäben. Eine zeitgemäße Änderung und Vereinheitlichung der Bauvorschriften wird aber zweifellos die Möglichkeit von Eisenersparnissen ergeben, und es ist lebhaft zu begrüßen, daß der Normenausschuß der deutschen Industrie und seine Mitarbeiter den Aufgaben der Zeit durch die Förderung der Vereinheitlichung der technischen Baupolizeivorschriften Rechnung tragen.

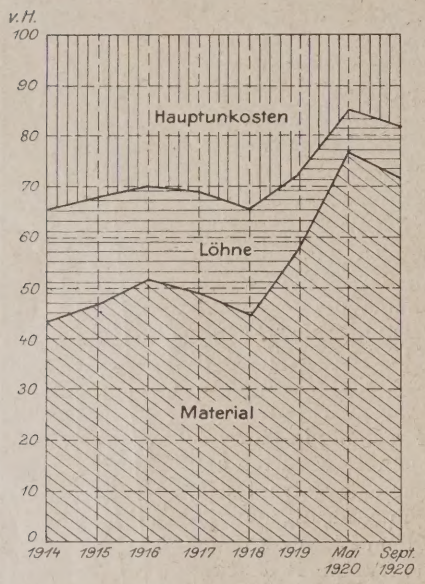


Abb. 2. Zusammensetzung der Selbstkosten in Teilen vH.

Sofern die Ausführung eines Eisenbauwerkes einem Unternehmen anvertraut ist, welches allen zu stellenden Anforderungen gerecht werden kann, werden die hohen Eisenpreise von selbst und zwangläufig das Streben nach Eisenersparnis in die Tat umsetzen. Den unmittelbaren Anlaß hierzu wird die außerordentliche Verschiebung des Verhältnisses zwischen Baustoff und Lohnkosten bieten. Die Schaulinien Abb. 1 kennzeichnen das Anwachsen der Selbstkosten für eine kurz vor dem Kriege erbaute eiserne Brücke von etwa 1000 Tonnen Gewicht in den Jahren 1914 bis 1920 und zugleich auch die Veränderung der dabei aufzuwendenden Baustoffkosten, Löhne und Hauptunkosten. Bei der Planung eines Bauwerkes wird die Eisenbauanstalt die Selbstkosten soweit herabzudrücken suchen, wie es die Sicherheit und die sonst noch zu stellenden Anforderungen im Rahmen der fest umrissenen Bauaufgabe zulassen. Bei unveränderlichen Hauptunkosten bietet hierzu das sorgfältige Abwägen der Löhne und Werkstattunkosten gegenüber dem von der äußeren Entwurfsgestaltung und Ausbildung der Einzelquerschnitte abhängigen Materialaufwand weitgehende Möglichkeit. Die in dem Schaubild Abb. 2 und in Zahlentafel 1 wiedergegebene Entwicklung der anteiligen Material- und Lohnkosten für das bereits erwähnte Beispiel einer 1000-Tonnen-Brücke veranschaulicht die Bedeutung, welche heute einer sorgfältigen Erhebung in dieser Richtung zukommt; ist doch der Anteil des Materials an den Gesamtselbstkosten von 43,8 vH im Jahre 1914 auf 76,8 bzw. 71,4 vH im Jahre 1920 angewachsen, während der Anteil der Löhne gleichzeitig von 21,8 vH auf 8,2 bzw. 10,2 vH zurückging. Zahlentafel 2 zeigt in ähnlicher Weise das Verhältnis $\frac{\text{Materialkosten}}{\text{Lohnkosten}}$ bei drei verschiedenen Brückenbauwerken für die Jahre 1914 und 1920[4]).

[4]) Das Beispiel der Brücke A bezieht sich auf die bereits erwähnte 1000-Tonnen-Brücke, welche von einem Berliner Werk erstellt wurde. Beispiel B umfaßt die Angaben für eine 1913/14 in Süddeutschland durch ein süddeutsches Werk erstellte Eisenbahnbrücke von 43,45 m Stützweite und 179 t Gewicht, C eine von dem gleichen Werk ebenfalls 1913 in Süddeutschland erstellte Straßenbrücke mit 5 Öffnungen von 28 bis 47,7 m Spannweite und 695 t Gesamtgewicht. Bei den Zahlen für die Brücke B und C sind zu den reinen Löhnen 110 vH Werkstattunkosten zugeschlagen, während für die Brücke A ähnliche Angaben nicht gemacht wurden. Die Umrechnung der Selbstkosten und Kostenanteile für die der Erstellung folgenden Jahre erfolgte jeweils durch die ausführende Brückenbauanstalt.

Zahlentafel 1.

Zusammensetzung der Selbstkosten einer eisernen Brücke in Teilen vH für Material, Löhne und Hauptunkosten für die Jahre 1914—1920.

Baujahr	Anteile vH für: Material	Löhne	Hauptunkosten
1914	43,8	21,8	34,4
1915	46,6	21,4	32
1916	51,5	18,6	29,9
1917	49,2	20	30,8
1918	44,8	21	34,2
1919	57,9	14,6	27,5
Mai 1920	76,8	8,2	15
Sept. 1920	71,4	10,2	18,4

Zahlentafel 2.

Verhältniszahlen $\frac{\text{Materialkosten}}{\text{Lohnkosten}}$ für die Jahre 1914 u. 1920.

Baujahr	Brücke A	Brücke B	Brücke C
1914	2,0	1,85	1,65
Frühj. 1920	9,3	6,3	5,7

Es ist bestimmt anzunehmen, daß unsere Eisenbauanstalten den so gekennzeichneten neuen Verhältnissen Rechnung tragen und bei ihren Entwurfsarbeiten selbst auf Kosten noch so hoher Löhne und noch so teurer Werkstattarbeit auch jede nur irgendwie erreichbare und zulässige Ersparnis an Eisen zu erzielen suchen. Die mannigfachen Wege, die sich hierzu bieten, sind bekannt, auf einige sei hier kurz hingewiesen.

Bei der Festlegung der Bauhöhen und Felderteilungen wird die gewohnte Rücksicht auf günstige Lademaße fallen müssen, und die Form des geringsten Baustoffaufwandes auf Kosten vermehrter Stoßstellen und Baustellennietung neuerdings meistens vorzuziehen sein. Auch die dem Kräfte- und Momentenverlauf anzupassende Abstufung der Querschnitte wird gleichfalls auf Kosten vermehrter Stöße und Bearbeitung viel weitergehend zu beobachten sein als in der Vorkriegszeit. Der mit Rücksicht auf geringe Werkstattarbeit früher angestrebten gleichen Ausbildung einzelner Bauteile wird heute ebenfalls verminderte Bedeutung zukommen. Der Verwendungsbereich von Walzträgern wird zugunsten genieteter Blechträger fühlbare Einschränkung erfahren müssen und anderseits werden Fachwerksträger auch bei kleineren Stützweiten sich neuerdings als wirtschaftlicher erweisen als die bislang verwendeten Blechträger. Vielfach werden auch gedrungene und die wegen geringerer Nietarbeit beliebten einwandigen Querschnitte durch sperrige und doppelwandige Stabformen verdrängt werden.

In gleichem Maße wie der Lieferer sollte aber auch der Besteller auf die Verschiebung der Kostenanteile bei den Gestehungskosten eines Eisenbaues Rücksicht nehmen. Soweit ausschreibende Behörden in Frage kommen, bedeutet dies unter Umständen eine vollständige Abkehr von den früher üblichen Verfahren. Das starre Festhalten an Friedensgewohnheiten würde zweifellos beklagenswerte Zustände zeitigen und in manchen Fällen zu voreiliger und ungerechtfertigter Aus-

schaltung von Eisenbauten führen, während man dem freien Spiel der Kräfte Raum geben und die gesamte Planung eines Bauwerkes zuverlässigen Eisenbauunternehmungen überlassen sollte. Vermutlich würde dann manches Urteil und manche auf Friedensverhältnissen fußende Erwägung geradezu umgekehrt werden. Zweifellos wird sich bei Behörden vereinzelt Abneigung hiergegen geltend machen. Vielleicht werden einzelne bei Verdingungen vor dem Kriege gemachte Erfahrungen verallgemeinert und heute eine doppelt fühlbare Rückwirkung zeitigen. Die berufenen Träger der deutschen Eisenbauindustrie haben hieran jedoch keine Schuld, denn von vielen Behörden wurde die Beteiligung sogenannter kleiner Eisenbaufirmen, die vielfach nur Schlosser- oder Schmiedefirmen waren und zu mannigfachen Beanstandungen Anlaß gaben, zum Zwecke der Preisverbilligung bei Ausschreibungen gerne gesehen und auch durch Zuteilung von Aufträgen unterstützt. Ein sehr beachtenswerter Aufsatz von Mennicken in der Zeitschrift „Der Eisenbau" 1919 S. 223 ff. behandelt die Nachteile dieses Verfahrens recht eingehend. Bei behördlicher Überwachung der Arbeiten und behördlicherseits aufgestellten Bauplänen kann ja zugegebenermaßen nicht allzuviel Unheil entstehen, wenn etwa eine kleine Bahnsteighalle von einer Schlosserfirma ausgeführt wird. Zumeist ist dies aber nur dem Umstand zu verdanken, daß wir in dem Eisen einen Baustoff von hervorragend gleichmäßiger und unerreichter Güte besitzen, und daß es in weit mechanisiertem Verfahren verarbeitet werden muß. Wie sehr aber von solchen Firmen gegen die Gesetze der Baukunst und den Grundsatz der richtigen Baustoffverteilung zur Erzielung des Idealzustandes einer gleichmäßigen und bestimmten Sicherheit des Bauwerkes verstoßen werden kann, mögen 2 Beispiele dartun.

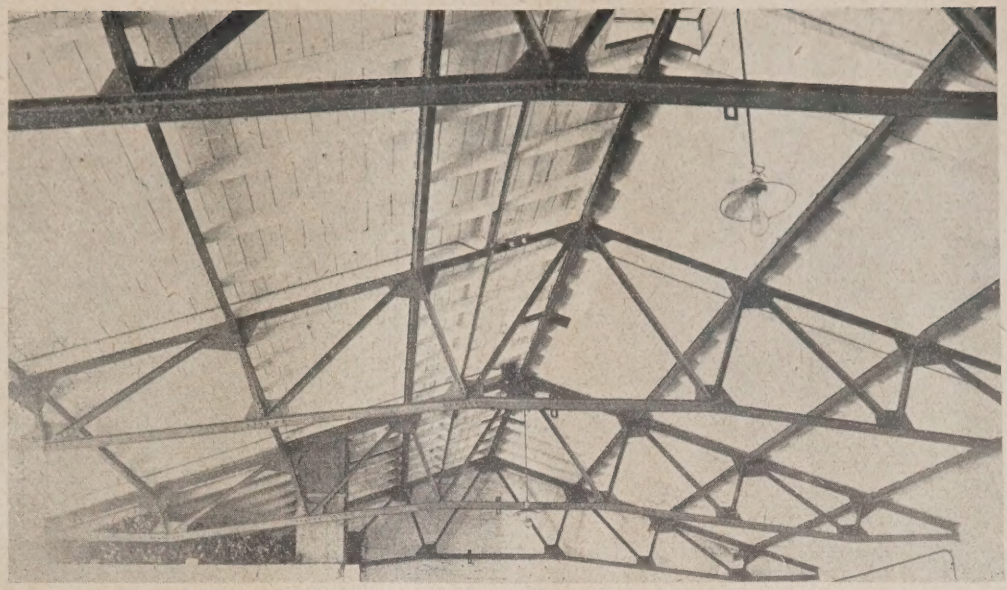


Abb. 3. Dachkonstruktion einer Versuchsanstalt.

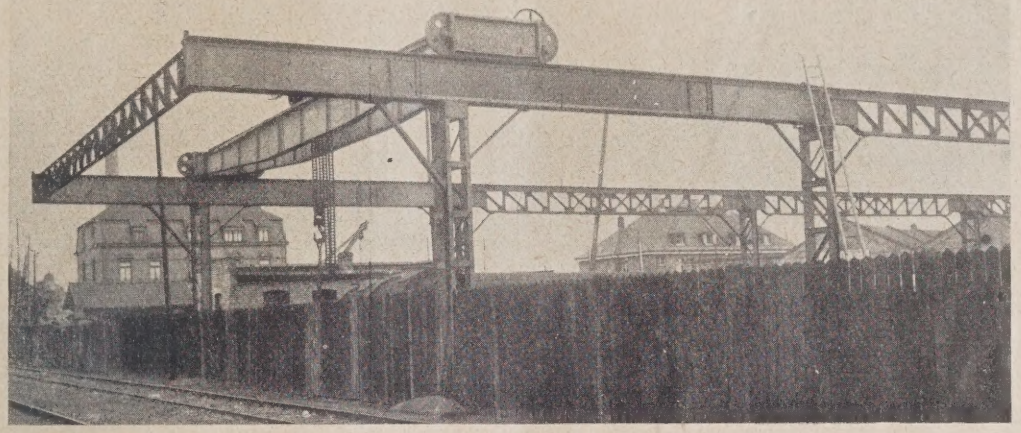


Abb. 5. Freistehende Kranbahn für einen Laufkran.

Abb. 3 zeigt die Binder- und Dachkonstruktion eines neueren kleinen Versuchsgebäudes im Lichtbild. Die Planung, Berechnung und Ausführung war der Eile wegen einer ortsansässigen kleinen Firma übertragen, welche sich zufolge des Zeugnisses ihres Firmenschildes berufen fühlt, neben Schlosser- und Schmiedearbeiten auch „Eisenkonstruktionen" anzufertigen. Das Bindersystem veranschaulicht Abb. 4, in welcher links die von der Firma errechneten ungünstigsten Stabkräfte in Tonnen und rechts die Querschnittsausbildung eingetragen sind. Von den besonderen Merkmalen und Eigenarten dieser Binderkonstruktion seien nur einige herausgegriffen. Neben der Verwendung des gleichen Querschnitts (⊤ 90·9) für sämtliche Gurtstäbe und (⊤ 60·6) für sämtliche Füllstäbe ist die Vereinheitlichung auch auf die Niete ausgedehnt, da überall nur solche von

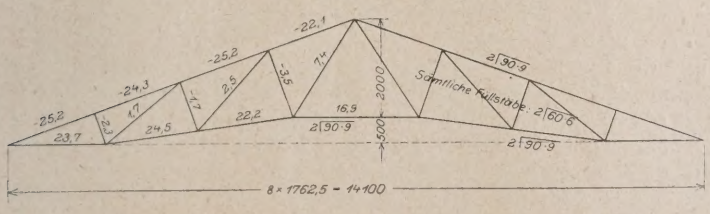


Abb. 4. Bindersystem.

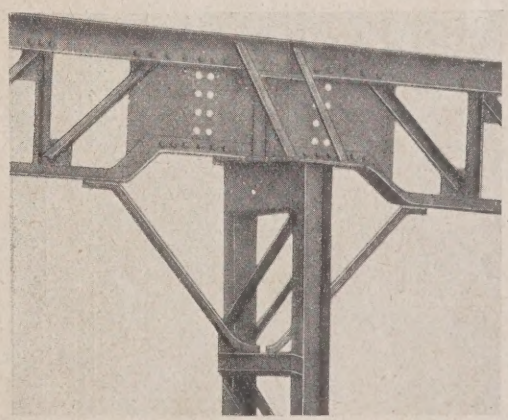
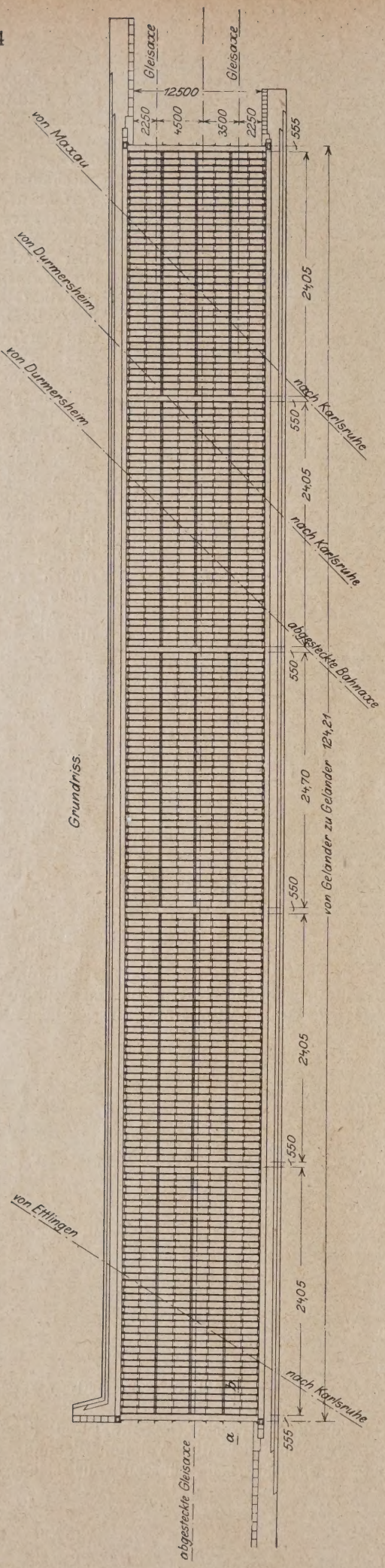


Abb. 6. Stützenauflager.



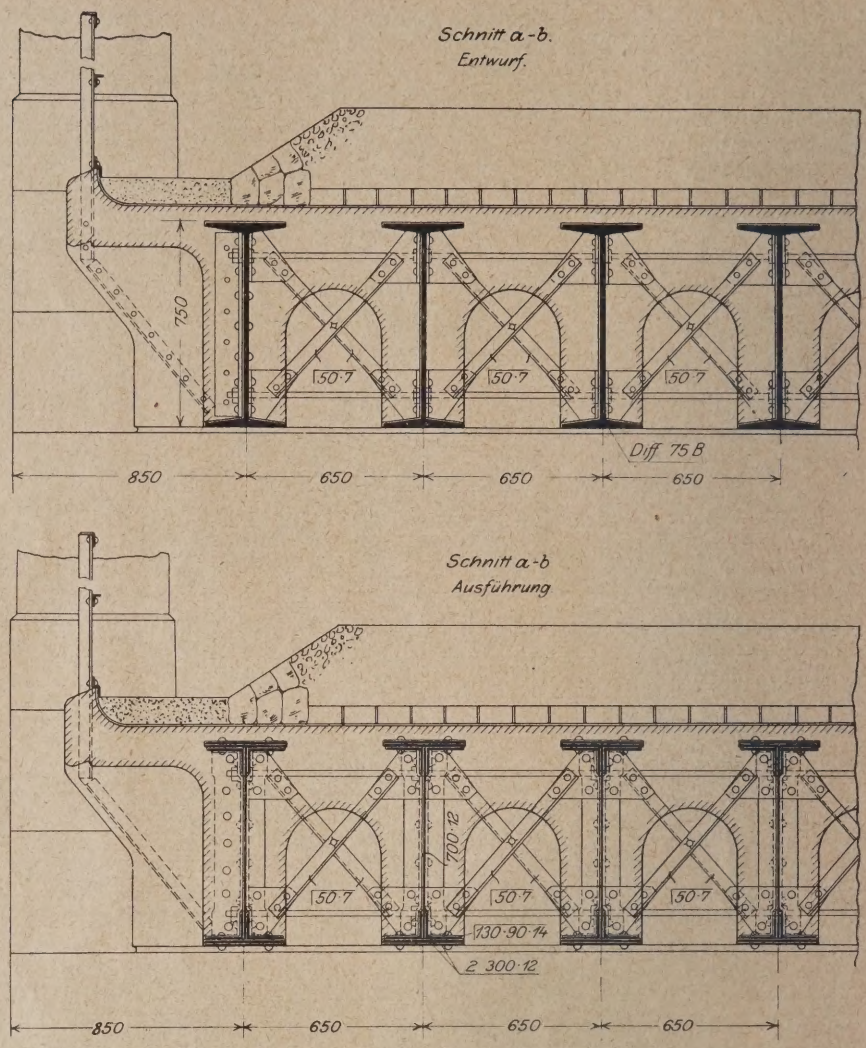


Abb. 7. Güterbahnunterführung.

16 mm ⌀ verwendet sind. Bindungen der Stäbe zwischen den Knoten sind wahrscheinlich auch aus Gründen der Vereinheitlichung vermieden. Dieselben Gründe werden vielleicht auch zum gleichen Anschluß sämtlicher Füllstäbe durch 3 Niete geführt haben. Die abstehenden Schenkel der Gurtwinkel sind an keiner einzigen Stoßstelle gedeckt. An einem Untergurtstoß sind sie sogar am Winkelende weggebrannt, wahrscheinlich um für einen zu lang geratenen Füllstab Platz zu schaffen. Der mittlere Untergurtstab ist bei 16,9 t Stabkraft mit 3 Nieten von 16 mm ⌀ (1400 kg/qcm Scherspannung) angeschlossen; wo aber sonst Platz war, hat man einen Niet hingesetzt, z. B. beim nächsten Untergurtknoten für den Gurtstabkraftunterschied nicht weniger als 6. Wie sehr sich diese Firma die Arbeit andererseits noch unnötig erschwert und verteuert hat, zeigt das Tiefsetzen und die Unterbrechung der Pfetten an jedem Binder. Verschiedene besondere Feinheiten der Ausführung, wie schiefsitzende und halbgeschlagene Nietköpfe, ferner überstehende Ecken der unförmigen Knotenbleche gibt das Lichtbild leider nicht in wünschenswerter Deutlichkeit wieder. Wie manche andere „hält" auch diese Musterkonstruktion, der Bauherr hat sie leider angenommen und die ausführende Firma kann der Reihe ihrer ausgeführten „Eisenkonstruktionen" ein weiteres rühmenswertes Beispiel hinzufügen.

Abb. 5 zeigt die freistehende Kranbahn für den Fabrikhof einer Kesselschmiede und Apparatebauanstalt, welche diese Firma in den ersten Kriegsjahren wahrscheinlich selbst angefertigt hat. Die zum wenigsten sonderbare und ungewöhnliche Ausbildung der Fachwerksträger an den Stützenauflagern zeigt Abb. 6 in vergrößertem Maßstab. Es erübrigt sich, hierüber viel zu sagen, das Bild spricht für sich selbst. Die sehr weiche obere Gurtung der Fachwerksträger konnte die Seitenkräfte des Kranes natürlich nicht aufnehmen. Es wurde daher später nach Aufnahme des Lichtbildes eine wagerechte Aussteifung, aber in vollständiger Verkennung des Ursprungs der Kräfte an der unteren Gurtung angebracht. Bei den als Kastenträger

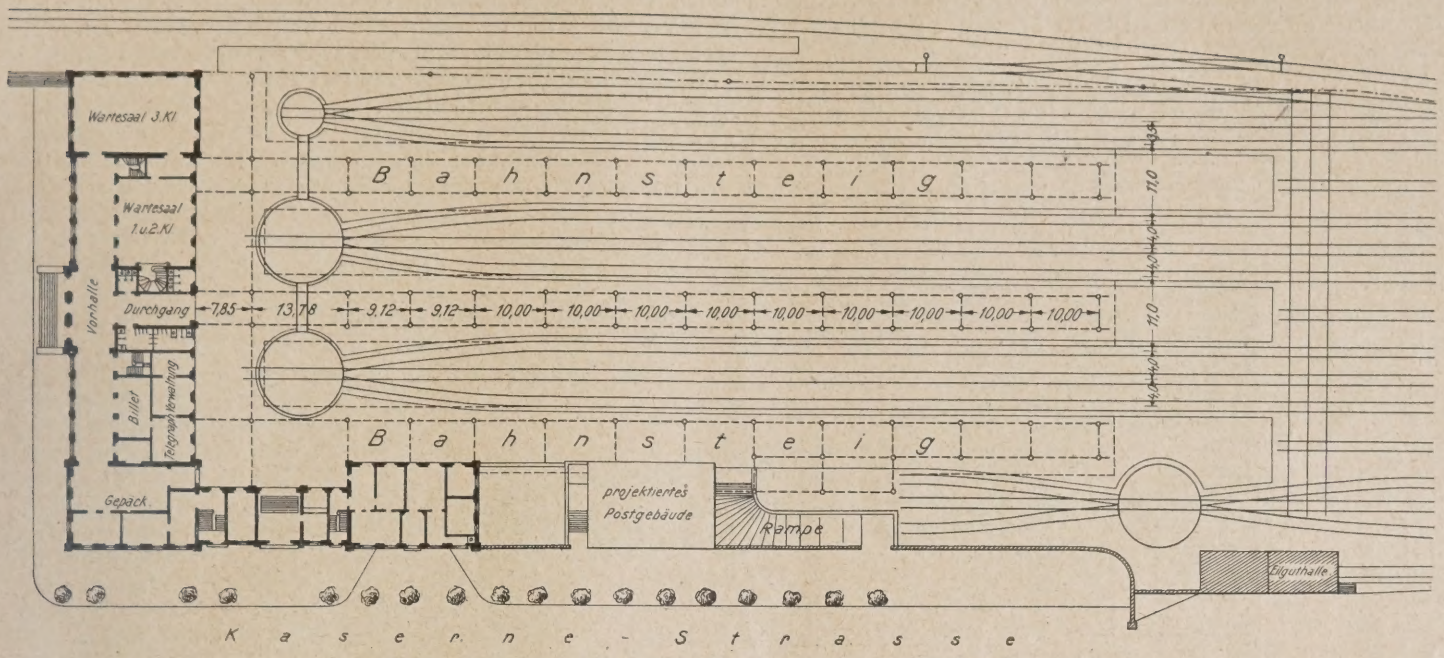


Abb. 8. Grundriß des ehemaligen Hessischen Ludwigsbahnhofs in Darmstadt.

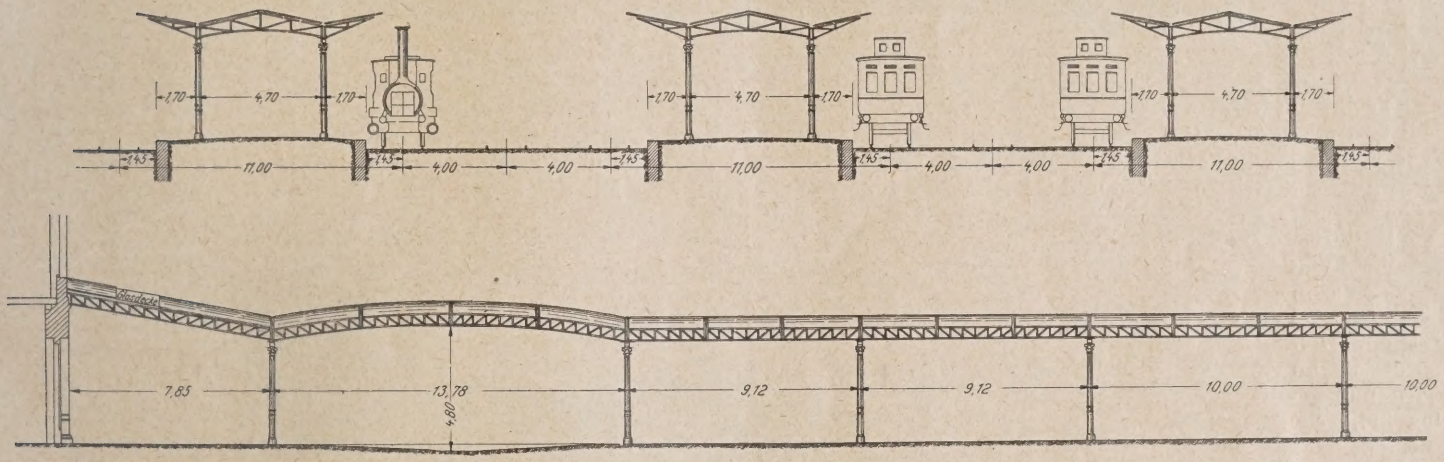


Abb. 9. Bahnsteigdächer auf dem ehemaligen Hessischen Ludwigsbahnhof in Darmstadt.

ausgebildeten vorderen Enden der Kranbahn ist eine ganz seltsame Verteilung der äußeren und inneren Stehblechversteifungen erkennbar; das Fehlen solcher Versteifungen über der ersten Stütze könnte allerdings auf einen Maßfehler zurückzuführen sein. Auch die Stützen der Fachwerksträger zeigen bedenkliche Schwächen. Über die bei dem Fahrbetrieb mit dieser Kranbahn gemachten Erfahrungen ist leider nichts bekannt. Zweifellos birgt die Anlage aber erhebliche Gefahren in sich, die leicht zur Katastrophe führen können, wenn bei geringer Überlastung des Kranes die ungenügend ausgesteiften Auflagerstehbleche wahrscheinlich auch noch infolge erheblicher Zusatzmomente nachgeben sollten. Mit welcher Sachkenntnis die ganze Anlage errichtet wurde, zeigt auch die Tatsache, daß die Gitterstützen nach innen vorgebaut sind und so das Anfahrmaß der Laufkrankatze erheblich beeinträchtigen.

Diese zum Befähigungsnachweis derartiger kleiner „Eisenkonstruktionsfirmen" angeführten beiden Beispiele kennzeichnen zur Genüge, mit welcher Leichtfertigkeit man sich über die Grundlagen der Baukunst hinwegsetzen kann, und anderseits, wie sich diese Firmen einer nicht zu verantwortenden Baustoffvergeudung schuldig machen.

Es sollte daher heute oberster Grundsatz jeder Baubehörde sein, die unbeschränkte Ausschreibung nach fertigen Entwürfen möglichst zugunsten des bis zur Planung freien Wett-

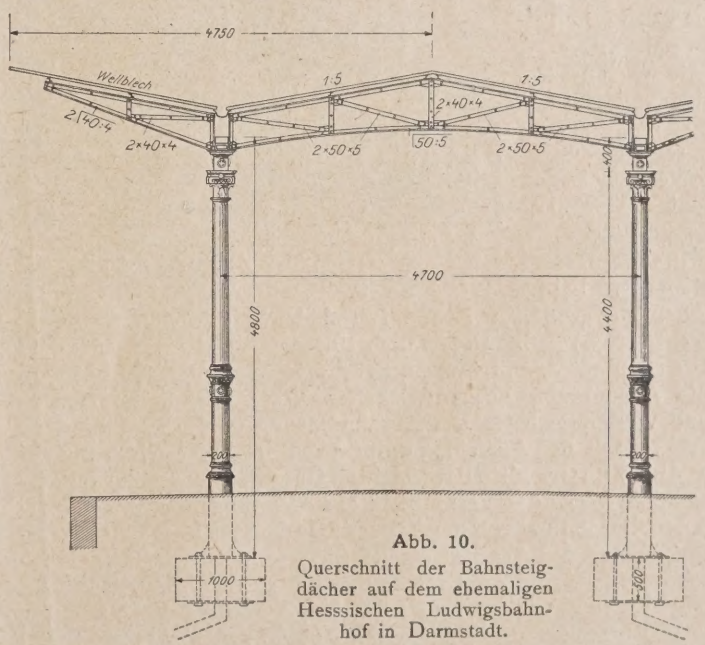


Abb. 10.
Querschnitt der Bahnsteigdächer auf dem ehemaligen Hesssischen Ludwigsbahnhof in Darmstadt.

bewerbes unter nur durchaus einwandfreien Firmen der Eisenbauindustrie auszuschalten. Die im Sinne der Eisenersparnis dabei zu erwartenden Vorteile werden nicht ausbleiben und vielleicht wird sich auch in bestimmten Fällen der Ersatz eines Eisenbaues und die Zurückstellung von Zweckmäßigkeitsforderungen vermeiden lassen. Hierbei ist natürlich selbstverständliche Voraussetzung, daß der seitens der Behörde in seinen Grundzügen festgelegte Bau nach jeder Richtung die Merkmale sorgfältigster Abwägung aller die Ersparnismöglichkeit beeinflussenden Umstände tragen muß. Namentlich bei der Aufteilung größerer Öffnungen sind Unterteilungen in Einzelüberbauten und Pfeilerstellungen von erheblichem Einfluß.

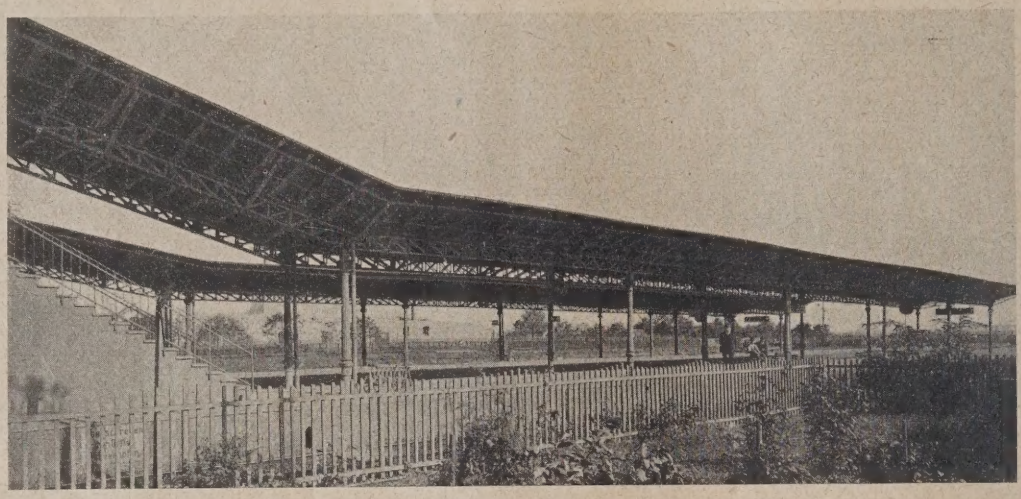


Abb. 11. Bahnsteigüberdachung auf Bahnhof Darmstadt-Nord.

Das Beispiel des Bauwerkes nach Abb. 7 soll keineswegs in allgemeinem Sinne als Nutzanwendung und Übertragung dieser Gedanken in die Praxis Anspruch erheben. Es zeigt aber, daß die Verwirklichung der angedeuteten Ersparnismöglichkeiten, freies Arbeiten und Gestalten der Industrie zur Voraussetzung hat. Es dürfte auch nicht von Belang sein, daß die hierbei erzielten Ersparnisse an Eisen nur gering sind, recht bemerkenswert aber ist die Tatsache, daß sich schon in Vorkriegszeiten unter dem von heute so weit verschiedenen Verhältnis Materialkosten / Lohnkosten die Eisenersparnis bei erheblich größerem Lohnaufwand wirtschaftlich überhaupt rechtfertigen ließ. Neben dem Unterschied, der zwischen dem Breitflanschträgerpreis und dem Stabeisenpreis bestand, hat wohl die Ausnutzung hochentwickelter Werkstattarbeitsverfahren und vollkommenster Betriebseinrichtungen des ausführenden Werkes mit den Ausschlag dafür gegeben. Die Ausführung der in Abb. 7 im Grundriß dargestellten Güterbahnunterführung war auf dem Wege der Verdingung einer leistungsfähigen süddeutschen Eisenbauanstalt zugefallen. Das dem technischen Gesamtorganismus des Werkes eigene Streben nach höchster Wirtschaftlichkeit und Zweckmäßigkeit führte zur Umarbeitung des Entwurfs und zu dem der Baubehörde unterbreiteten Vorschlag des Ersatzes der Breitflanschträger (Abb. 7 oberer Querschnitt) durch genietete Blechträger (Abb. 7 unterer Querschnitt). Der Vorschlag wurde angenommen und die Schlußrechnung ergab je Träger eine Ersparnis von 3527 − 3400 kg = 127 kg, bei 191 Trägern mithin insgesamt rund 24 250 kg. Dabei ist ganz allgemein der heute besonders schwerwiegende Vorteil erzielt, daß die Eisenersparnis durch vermehrte Arbeit gewonnen ist. Das Werk könnte also bei schlechten Zeiten einen größeren Teil seiner Belegschaft an dem Auftrag beschäftigen und zur Entlastung der Reichsarbeitslosenunterstützung beitragen.

Andere Möglichkeiten für Ersparnisse bieten die verschiedenartigen Vorzüge der Eisenbauweise. Eine dieser Möglichkeiten sei durch das nachstehend beschriebene Beispiel erläutert, welches zugleich von der umsichtigen Bauwirtschaft einer Behörde Zeugnis ablegt. Die Abb. 8, 9 u. 10 geben die eiserne Bahnsteigüberdachung des ehemaligen hessischen Ludwigsbahnhofes in Darmstadt in Grundriß, Aufriß und Querschnitt wieder. Mit der wenige Jahre vor dem Kriege erfolgten Verlegung der gesamten Bahnhofsanlage verfielen diese Bahnsteighallen dem Abbruch. Soweit festgestellt werden konnte, sind die Hallen Anfang der 80er Jahre durch die Brückenbauabteilung der Dortmunder Union erbaut und wiesen somit beim Abbruch eine etwa 30-jährige Lebensdauer auf. An sich bedeutet dies nichts Besonderes, da ja Eisenbauten mit weit über 100-jähriger Lebensdauer bekannt sind. Bemerkenswert aber war der ausgezeichnete Zustand, in dem sich die Hallen nach 30-jährigem Eisenbahnbetrieb mit unmittelbarer Einwirkung der Lokomotivrauchgase befanden, und die aus dem Querschnitt Abb. 10 ersichtlichen sehr geringen Wandstärken der Dachkonstruktionsteile bis zu 4 mm herunter. Der gute Zustand der Konstruktion war denn auch der zuständigen Bauabteilung der Eisenbahndirektion Mainz Veranlassung, sie zu Bahnsteigüberdachungen an anderer Stelle wieder zu verwenden. In wenig veränderter Form wurden die Dächer auf den Bahnsteigen der Bahnhöfe Darmstadt-Nord, ferner Langen und Sprendlingen-Buschschlag der Linie Frankfurt—Heidel-

Abb. 12. Bahnsteigüberdachung auf Bahnhof Langen.

berg wieder erstellt und erfüllen dort seit einer Reihe von Jahren ihren Zweck ebensogut wie Neubauten. Aus der alten etwa 4100 qm überdeckenden Konstruktion wurden für diese Bahnhöfe insgesamt etwa 3173 qm Bahnsteigüberdachungen gewonnen. Die Lichtbilder Abb. 11 u. 12 vermitteln die Ansichten der Überdachung auf den Bahnhöfen Darmstadt-Nord und Langen und es zeigt sich, daß die Konstruktionen rein äußerlich mit ihren fein gegliederten leichten Fachwerksträgern weder veraltet noch unschön wirken.

Diese umsichtige Maßnahme der Baubehörde zeitigte schon damals vor dem Kriege wesentliche Ersparnisse und erhebliche wirtschaftliche Vorteile. Auf die reinen Eisenbauarbeiten bezogen betrugen die Kosten nach den Angaben der die Arbeiten ausführenden Eisenbaufirma Georg Donges in Darmstadt für den Abbruch und das Verladen der alten Konstruktion 1,50 M je qm überdachte Fläche, für die erforderlichen Änderungen, Neulieferungen und die Wiederaufstellung an anderer Stelle 5,00 M je qm überbaute Grundfläche. Die Gesamtkosten der Konstruktion für die drei Bahnhöfe stellen sich auf 15 865 M. Für Neukonstruktionen hätten für den gleichen Zweck etwa 36 kg Eisen und 9,00 M je qm an Kosten aufgewendet werden müssen. Für die drei Bahnhöfe ergab sich mithin eine Ersparnis von etwa 114 200 kg Eisen insgesamt, und wenn man annimmt, daß die Abbruchkosten der alten Konstruktion bei Nichtverwendung durch den Altwert derselben ausgeglichen wären, eine Kostenersparnis von 12 690 M. Auf unsere heutigen Preisverhältnisse übertragen, erhöht sich der wirtschatfliche Gewinn auf etwa 387 000 M. In diesen Zahlen spiegeln sich die von keinem andern Baustoff erreichten Vorzüge des Eisens wieder, ebenso auch seine besondere Eignung für alle Bauten, welche in hohem Maße dem Wandel der Zeit unterworfen sind. Unsere heutigen Verhältnisse begünstigen die Wiederholung derartiger Fälle außerordentlich, und die mit der Verwendung von Eisenbauten auf diese Weise erzielbaren Ersparnisse werden dabei wohl ebenso scharf zum Ausdruck kommen.

Die angeführten Beispiele können das Gebiet der Eisenersparnismöglichkeiten im Bauwesen auch nicht annähernd erschöpfen und stellen nur schwache Ausschnitte aus dem Rahmen der Gesamtaufgabe dar. Sie sind willkürlich aus den Erfahrungen der Praxis ausgewählt und könnten zweifellos von anderen Fachgenossen durch wertvollere Beiträge ergänzt werden. Auch einzelne im Interesse der Eisenersparnis im Bauwesen zu beobachtende Richtlinien selbst werden durch die geschilderten Beispiele nur angedeutet, und es ist anzunehmen, daß die ausführende Industrie inzwischen schon zu straffer Ausnutzung aller zu Gebote stehenden Mittel übergegangen ist. Den Behörden bleibt es vorbehalten, auch ihrerseits die Ausführungen von Ingenieurbauten in die richtigen Bahnen zu leiten und jede Art der Baustoffvergeudung und heute besonders unzweckmäßiger Ausführungen zu unterbinden.

Die außerordentliche Not unserer Zeit macht uns Sparsamkeit auf allen Gebieten zur Pflicht und die eingangs geschilderte Lage unserer Baustoffwirtschaft läßt erkennen, daß die miteinander im Wettbewerb stehenden Baustoffe Eisen, Zement und Holz in dieser Hinsicht nichts voreinander voraus haben. Die sprunghaft wechselnden Verhältnisse unserer Tage überstürzen auch im Bauwesen die Änderung der Meinungen und Erkenntnisse, und der Begriff des „sparsamen Bauens" hat inzwischen viel von seinem ursprünglichen Inhalt verloren. Nicht etwaige augenblickliche kleine wirtschaftliche Vorteile verbürgen im Ingenieurbau wirkliche Ersparnisse, sondern die in dem Bauwerk selbst aufgespeicherten und jederzeit wieder frei verfügbaren Werte und deren Anpassungsfähigkeit an neue, mit der augenblicklichen Wirtschaftslage übereinstimmende Aufgaben.

NEUE METHODEN BEI DER UNTERSUCHUNG VON BETON UND EISENBETON.

Arbeiten der neuerrichteten bautechnischen Versuchsanstalt, mitgeteilt von E. Probst in Karlsruhe i. B.

(Schluß von Seite 551.)

Eine Reihe von Aufnahmen sind in Abbildungen 7 bis 13 dargestellt.

Abb. 7: Beispiel eines Mörtelschliffes, Vergrößerung 37-fach (sehr stark porös).

Die Photographie enthält die beiden Hälften eines durch ein Mörtelstück geführten Schnittes. Aus den entsprechenden Partien der beiden Hälften ist zu ersehen, was als Hohlraum im Mörtel anzusehen ist; die Schattenwirkung innerhalb der Vertiefungen ist ein weiteres Merkmal. Die entsprechenden Hohlräume sind mit $p_a - p_a$, $p_b - p_b$, usw. bezeichnet. Aus der sich an die Kugelform annähernden Gestalt der Hohlräume ist darauf zu schließen, daß es sich um frühere Wasserporen handelt.

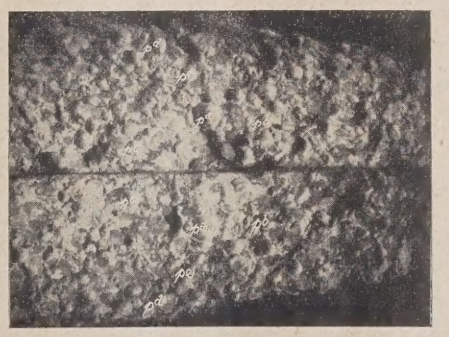


Abb. 7. Mörtelschliff (1 T Z : 4 T Normalsand) 4 Wochen alt; Vergr. 37fach.

Abb. 8 a: Übersichtsaufnahme eines Kiesbetonschliffes bei 6-facher Vergrößerung. Der Schnitt zeigt eine sehr gleichmäßige Struktur.

Abb. 8b: Das Bild stammt von einer Schnittfläche des Betonstücks, das mit dem der Aufnahme 8 a zugrunde gelegten zusammengehört, so zwar, daß die beiden Oberflächenschliffe durch Zerschneiden eines großen Stückes erhalten wurden. Der spiegelbildlich zu 8 b gehörige Teil in 8 a ist dort durch einen Kreis gekennzeichnet. Es zeigt sich eine sehr dichte Lage der Zuschlagsstoffe, was auf eine besonders große Dichte des Betons schließen läßt.

Abb. 8 c: Detailaufnahme, Vergrößerung 50-fach.

Abb. 8 d: Detailaufnahme, Vergrößerung 75-fach. Beide Aufnahmen stammen aus dem umränderten Teil der Übersichtsaufnahme 8 a.

Abb. 9: Beispiel eines Betons mit hoher Eigenfestigkeit der Mischbestandteile, Vergrößerung 37-fach.

Geringe Anzahl der Poren läßt auf große Dichte schließen. Die mit p_d bezeichneten Partien stellen Poren dar, wie aus dem Schlagschatten der Ränder zu ersehen ist. Die hohe erreichte Druckfestigkeit der dem Betonstück entnommenen Druckprobe (620 kg pro qcm nach 4 Wochen) stimmt gut mit der an Poren armen Struktur des Betons überein.

Abb. 10 a und b: Beispiele eines Betons mit vielen Poren, Vergrößerung 37-fach.

Abb. 10 a: Bemerkenswert ist die große Pore p links unten in der Photographie. Aus dem Schatten ist zu schließen, daß beim Photographieren das Licht von rechts kam; die anderen kleineren Poren zeigen die gleiche Lage des Schattens. Die beleuchteten linken Teile der Poren sind als solche zu erkennen daran, daß die Struktur des Betons an diesen Stellen unscharf geworden ist, was darauf hinweist, daß diese Teile nicht mehr in der scharf eingestellten photographierten Schliffebene liegen.

Abb. 10 b: Das Beispiel zeigt ähnliche Erscheinungen wie 10 a. Charakteristisch sind die länglichen Hohlräume an

den Seiten der größeren Zuschlagsstücke. Diese sind mithin nur wenig mit Zement verkittet.

Abb. 11: Beispiel eines 12 Jahre alten Basaltbetons mit hoher Dichte und großer Druckfestigkeit trotz einzelner großer Poren, Vergrößerung 37-fach.

Die Dichte des Betons ergibt sich aus der geringen Anzahl Poren. Die zwei großen auf der Photographie umränderten Poren haben nur geringe Tiefe.

Abb. 12: Beispiel eines alten sehr dichten Betons mit wenig Poren, Vergrößerung 37-fach. Die Zuschlagsstücke sind überall gut in Zement eingebettet. Der Lichteinfall auf dem Schliff erfolgte von links (vgl. Schatten in den Poren).

Abb. 8a. Kiesbetonschliff; Vergr. 6fach.

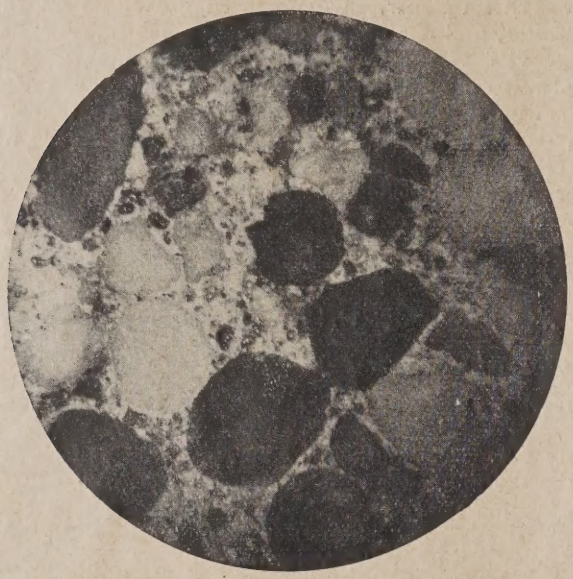


Abb. 8b. Kiesbetonschliff; Vergr. 25fach.

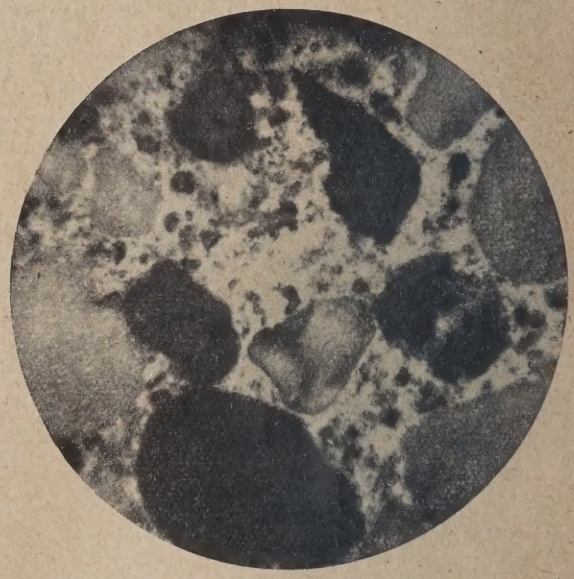


Abb. 8c. Detailaufnahme zu Abb. 8a; Vergr. 50fach.

Abb. 13: Beispiel eines Betons mit Eiseneinlagen.

Abb. 13a: Übersichtsaufnahme, Vergrößerung 12-fach.

Am unteren Rande ist ein Abschnitt der Rundeiseneinlage (mit E bezeichnet) zu sehen. Der Beton zeigt ein sehr gutes Gefüge. Die nicht sehr zahlreichen Poren sind sehr gut zu erkennen und haben alle ungefähr gleiche Größe. Die Gestalt derselben ist ziemlich regelmäßig (Wasserporen). Der Lichteinfall erfolgte augenscheinlich von oben.

Abb. 13b: Das Bild stammt von derselben Aufnahme wie a. Es zeigt die Partie um die Eiseneinlage herum. Die Stelle in der Übersichtsaufnahme 13a, an der das Bild 13b anschließt, ist in derselben durch Linien gekennzeichnet. Die unscharfe Umrandung des Eisens ist schon an diesem Bilde zu erkennen.

Abb. 13c: Detailaufnahme, Vergrößerung 50-fach, einer Partie am Eisen (im Bild b ist dieser größer wiedergegebene Teil umrändert). Sehr deutlich zu ersehen ist hier die unebene Oberfläche der Eiseneinlage und die Ausfüllung dieser Unebenheiten durch den Zement. Die körnige Struktur des Randes läßt die an der Schlifffläche eingetretene leichte Rostbildung am Eisen erkennen.

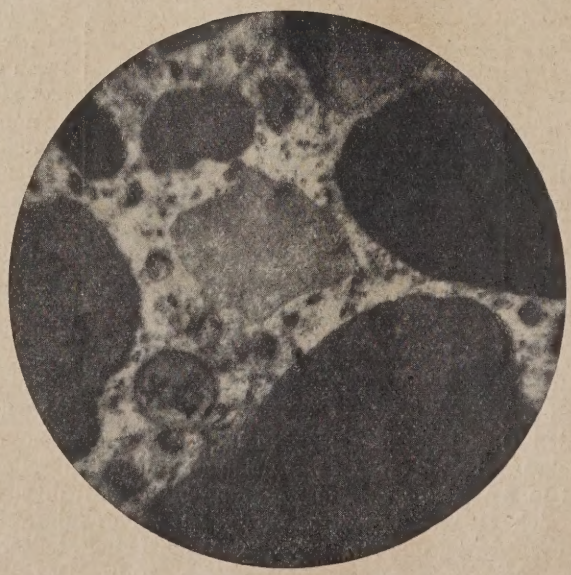


Abb. 8d. Detailaufnahme zu Abb. 8a; Vergr. 75fach.

Die Herstellung der Dünnschliffe und Oberflächenschliffe, die in den vorstehenden Abbildungen zur Darstellung gebracht sind, erfolgte durch die Firma Voigt & Hochgesang in Göttingen, die besondere Erfahrung auf dem Gebiete der Steinschliffe hat. Die weichen Betonsorten werden vor dem Schleifen mit Kollolith eingekocht. Eine Säge- und Schleifeinrichtung ist nunmehr auch im Institut vorhanden, auf der die dringendsten Arbeiten ausgeführt werden können.

Wir ersehen aus den vorgeführten Abbildungen, daß uns die Mikrophotographie und Mikroskopie die Möglichkeit bieten, der Lösung einiger Fragen näherzukommen, als es bisher der Fall war. In unserem Bestreben, die Mittel zu finden, einen Beton von hoher Elastizität und Festigkeit herzustellen,

wird die mikrophotographische Untersuchung des Gefüges in Verbindung mit den Elastizitäts- und Festigkeitsversuchen wertvolle Aufschlüsse geben. Die Verteilung und die Anzahl der Hohlräume, die Art und der Grad der Verkittung der Zuschlagsstoffe werden sich auf diesem Wege leicher ermitteln lassen, als bisher und uns zu Schlußfolgerungen berechtigen, die wir bisher nur indirekt aus den Ergebnissen der Elastizitäts- und Festigkeitsprüfungen ableiteten.

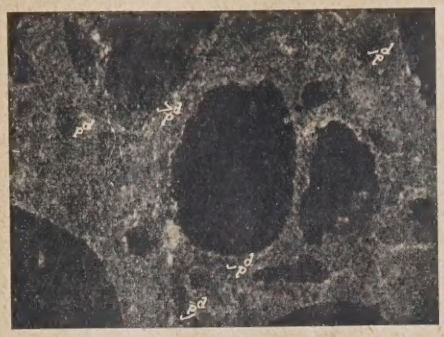


Abb. 9.
Beton 1:6; Alter 4 Wochen; Vergr. 37fach.

Die Verteilung des Zements und die Anzahl der unverarbeiteten Zementnester können mit Hilfe des Mikroskops aufgefunden werden. Wir können uns so ein Bild machen von den im Gefüge des Betons vorhandenen Fehlern und daraus nach Mitteln suchen, die Fehler zu vermeiden. Je weniger unverarbeitete Zementnester, je weniger Hohlräume vorhanden sind, desto homogener ist das Material. Je besser der Verkittungsgrad bei möglichst hoher Eigenfestigkeit der Mischbestandteile ist, desto größer ist die Elastizität und Festigkeit des Betons. Das erkennt man besonders gut an dem Beispiel in Abb. 9, das uns eine Darstellung eines mit besonderen Vorkehrungen hergestellten Betons zeigt, bei dem man bei einer plastischen Mischung von 1:4 nach 4 Wochen eine Druckfestigkeit von über 600 kg/qcm erreichen konnte.

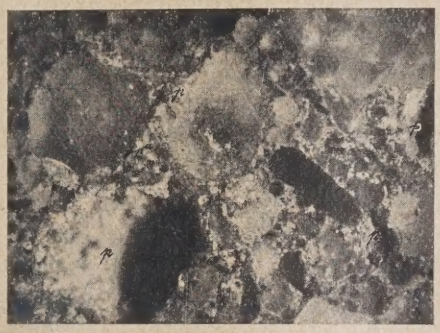


Abb. 10a.
Beton mit großen Poren; Vergr. 37fach.

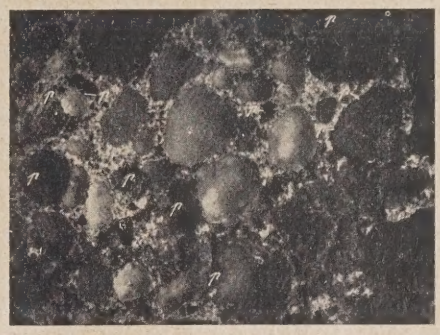


Abb. 10b. Beton mit vielen Poren; beschädigt durch Brand; Vergr. 37fach.

Ferner gibt uns das Verfahren die Möglichkeit, einen fehlerhaften Beton, Rissebildungen und andere Zerstörungen, wie sie z. B. durch den Zutritt aggressiver Wässer entstehen, zu erkennen. Die chemischen Veränderungen bleiben nach wie vor chemischen Untersuchungen vorbehalten.

Voraussichtlich wird es auch möglich sein, aus den Schnittflächen Schlußfolgerungen auf das Mischungsverhältnis eines älteren abgebundenen Betons zu ziehen. Die Versuche werden nach dieser Richtung fortgesetzt.

Aus dem letzten Bild sind bei 50facher Vergrößerung die Rostbildungen an den Eiseneinlagen sehr deutlich zu erkennen. Bei Anwendung der Mikrophotographie werden wir in den Stand gesetzt, den Grad der Verrostung zu studieren, insbesonders darauf hin, ob es sich um schädlichen oder leichten Oberflächenrost handelt.

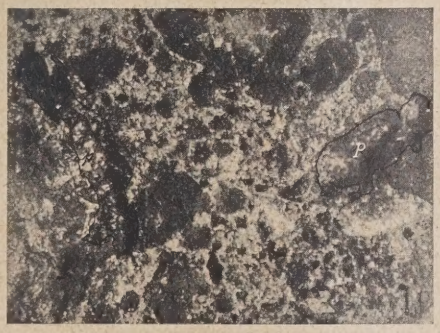


Abb. 11.
Basaltbeton 1:7, 12 Jahre alt; Vergr. 37fach.

Abb. 12.
Beton 1:4; 35 Jahre alt; Vergr. 37fach.

Auch das Zusammenwirken von Beton und Eisen wird uns recht deutlich an dem letzten Bild (Abb. 13 c) veranschaulicht. Wir sehen, wie wertvoll es ist, auf eine gute mechanische Verbindung zu sehen und können dadurch die neuere Auffassung der Theorie der Haftfähigkeit zwischen Beton und den Eiseneinlagen bestätigt sehen.

Die Frage der Wasserdichtigkeit von Beton- und Eisenbetonbauten, besonders unter höherem Wasserdruck, ist für den Ausbau der Kanäle und der Wasserkräfte von ganz besonderer Bedeutung. Unser Bestreben muß dahin zielen, durch systematische Untersuchungen die konstruktiv und wirtschaftlich günstigsten Betonmischungen ausfindig zu machen, die ein zulässiges Minimum an Bindemitteln und hydraulischen Zuschlägen enthalten und soweit als möglich von Dichtungszuschlägen und Dichtungsanstrichen unabhängig sind, aus Gründen, auf die hier nicht eingegangen werden soll. Die notwendige Klärung für die Schaffung der Voraussetzungen eines wasserdichten Betons dürfte mit Hilfe der neuen Methode erleichtert werden.

Diese Untersuchungen werden im Institut in Verbindung mit einer größeren Versuchsreihe ausgeführt, welche die Prüfung der Wasserdichtigkeit und Wasserdurchlässigkeit von Beton und Eisenbeton bei hohem Wasserdruck zum Ziele haben.

Zu den neuen Methoden wurde eingangs des Vortrages die Anwendung der Kinematographie gezählt. Unsere ersten Versuche werden mit einer einfachen Ernemanneinrichtung ausgeführt. Für spätere normale Zeiten ist für die strengeren wissenschaftlichen Untersuchungen der Formänderungen, besonders der äußerlich sichtbaren, die Zeitlupe unerläßlich, deren Anschaffung zurzeit zu kostspielig wäre.

Aber schon mit unserer einfachen Einrichtung sind wir in der Lage, die Vorgänge zwischen dem Riß- und Bruchstadium bei belasteten Eisenbetonkörpern zu verfolgen.

Eine neuere Aufnahme eines Biegeversuches an einem Kontrollbalken in dem Stadium zwischen dem Auftreten der Risse und dem Bruch zeigt uns, wie die Risse, die Durchbiegungen und die charakteristische Pyramidenbildung in der Druckzone im Bruchstadium entstehen.

Von besonderem Werte werden die Aufnahmen sein, die uns ein Bild von der Plastizität des zur Anwendung gelangenden Betons geben, die uns zeigen, wie dieser nach der Verarbeitung aus der Mischmaschine herauskommt. Wir

dürfen es nicht übersehen, daß unsere bisherigen Angaben über die dem Mischgut zugesetzte Wassermenge uns keine genauen Anhaltspunkte für die Beurteilung der Konsistenz des Betons sein können. Wir wissen, daß die Angabe des Wasserzusatzes nur dann einen Wert hat, wenn wir den Wassergehalt der Mischmaterialien vorher genau festgestellt haben. Dies ist nicht nur zeitraubend, sondern auch ungenau. Die kinematographischen Aufnahmen werden uns einwandfrei angeben können, ob es sich um einen trockenen, plastischen, nassen Beton oder um Gußbeton handelt.

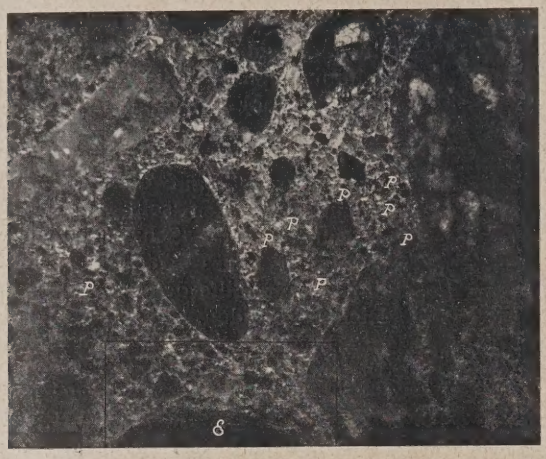


Abb. 13a.
Beton mit Eiseneinlage (E);
Vergr. 12 fach.

Wenn wir über die Anwendbarkeit der besprochenen Methoden urteilen wollen, müssen wir unterscheiden, ob es sich um Untersuchungen handelt, die im Laboratorium, am entstehenden oder fertigen Bauwerk ausgeführt werden sollen. Ferner, ob es sich um Untersuchungen handelt, die die theoretischen Grundlagen für die statischen Berechnungen und für die Konstruktion bilden sollen, oder ob es sich um Untersuchungen handelt, die eine Theorie oder eine Hypothese auf ihre Richtigkeit überprüfen sollen.

Bei der Erforschung der theoretischen Grundlagen in der Versuchsanstalt werden die Röntgenaufnahmen und die mikrophotographischen Aufnahmen einschließlich der Mikroskopie anwendbar sein, desgleichen wenn es sich darum handelt, erhärteten Beton oder Rostbildungen an älteren Bauwerken zu überprüfen, vorausgesetzt, daß man in der Lage ist, die zu untersuchenden Teile vom Bauwerk zu trennen.

Zur direkten Anwendung bei den Untersuchungen an Bauwerken, die in Entstehung begriffen oder fertiggestellt sind, werden sich die kinematographischen Aufnahmen verwerten lassen.

Alle besprochenen neuen Untersuchungsmethoden sollen unsere bisherigen Methoden nicht ersetzen, sondern ergänzen.

Die wichtigste Aufgabe jeder wissenschaftlichen Forschung ist, die Grundlage für eine technisch und wirtschaftlich möglichst vollkommene Entwurfsbearbeitung zu schaffen. In diesem Bestreben wird die Anwendung der im vorstehenden Vortrage entwickelten neuen Methoden vorgeschlagen.

Zum Schlusse sei es mir gestattet, noch einige Bemerkungen über den Ausbau des Unterrichts im Beton- und Eisenbetonbau an der Technischen Hochschule anzufügen.

Gelegentlich der in den letzten Jahren häufig geforderten Reformen unserer Technischen Hochschule wurde auch die Forderung gestellt, die Loboratoriums- und Seminarübungen auf Kosten eines Teiles der trockenen Vorlesungen auszubauen. Wenn diese Forderung auf irgend einem Gebiete berechtigt ist, so ist es beim Eisenbetonbau der Fall.

Unser Streben sollte dahin gehen, Seminarübungen einzuführen, in denen den Studierenden und anderen Hörern, die ihre wissenschaftlichen Grundlagen vervollkommnen wollen, an der Hand von Beispielen guter und schlechter Ausführungen Fehler in der Einzelausbildung und in den theorethischen Grundlagen so deutlich wie möglich veranschaulicht werden.

Für diese Art des Unterrichts bietet die Kinematographie große Vorteile. Aufnahmen von ausgewählten Beispielen aus der Praxis würden die Entstehung, den Aufbau und besondere Vorkommnisse im Bilde festhalten. Auszugehen wäre von der Aufnahme der Anlage der Baustelle, deren Einrichtung und der Aufstellung von Maschinen. Die Herstellung und die Aufstellung der Rüstung und Schalung, die Vorbereitung und das Einbringen der Eiseneinlagen würden durch vergleichende Aufnahmen an verschiedenen Bauwerken verschiedener Bauunternehmungen die Möglichkeit bieten zum Studium einer wirtschaftlichen Betriebsführung, die in Zukunft Gemeingut aller Bauingenieure und Bauunternehmungen werden muß.

Die Aufnahmen von der Herstellung und Verarbeitung des Betons und die vergleichende Zusammenstellung mit den bei der Inanspruchnahme am Bauwerk auftretenden sichtbaren Formänderungen würden uns die Mittel bieten, Mängel in der Herstellung des Betons zu veranschaulichen. Sie würden das Verständnis für den Eisenbetonbau heben und dem Studierenden alle kleinen und großen Schwierigkeiten vor Augen führen. Fehler, die schon von anderen gemacht wurden, könnten dadurch vermieden werden.

Neben dem seminaristischen Unterricht müßte die Möglichkeit zur Laboratoriumsarbeit geboten werden. Der Studierende soll in die Lage kommen, Beton und Eisenbeton im Entstehen, in der Herstellung und bei der Prüfung kennen zu lernen, damit er die richtige Anwendung der Berechnungsgrundlagen bewerten lernt. Dadurch soll nicht etwa ein Ersatz für die Praxis geboten, sondern eine Erleichterung für weiteres Schaffen in der Praxis erstrebt werden, damit dem jungen Ingenieur Verständnis für die Eigenart des Eisenbetonbaues vermittelt und die richtige Bewertung der Voraussetzungen für die statische Berechnung und die konstruktive Ausbildung von Eisenbetonbauten ermöglicht wird.

Abb. 13b. Aufnahme der Partie um d. Eisen (zu 13a gehörig). Vergr. 12 fach.

Abb. 13c.
Detailaufnahme zu 13b.
Vergr. 50fach.

FABRIKNEUBAU DER MÜHLENBAUANSTALT UND MASCHINENFABRIK GEBR. SECK IN SPORBITZ BEI DRESDEN.

Gesamtentwurf und Teilausführung: Breest & Co., Berlin.

Von Hans Schmuckler, Berlin-Frohnau.

Zusammenfassung:

Beschreibung des im Jahre 1917/18 errichteten Fabrikneubaues der Firma Gebr. Seck in Sporbitz bei Dresden.

Bebaute Fläche ca. 26 000 m², Nutzfläche ca. 31 000 m², Entwicklung der Baugrundlagen aus betrieblichen Erfordernissen, praktischen und ästhetischen Gesichtspunkten, unter Berücksichtigung von zweckmäßig angelegten Arbeiterwohlfahrtsräumen. Einzelheiten der Bauausführung und Montage.

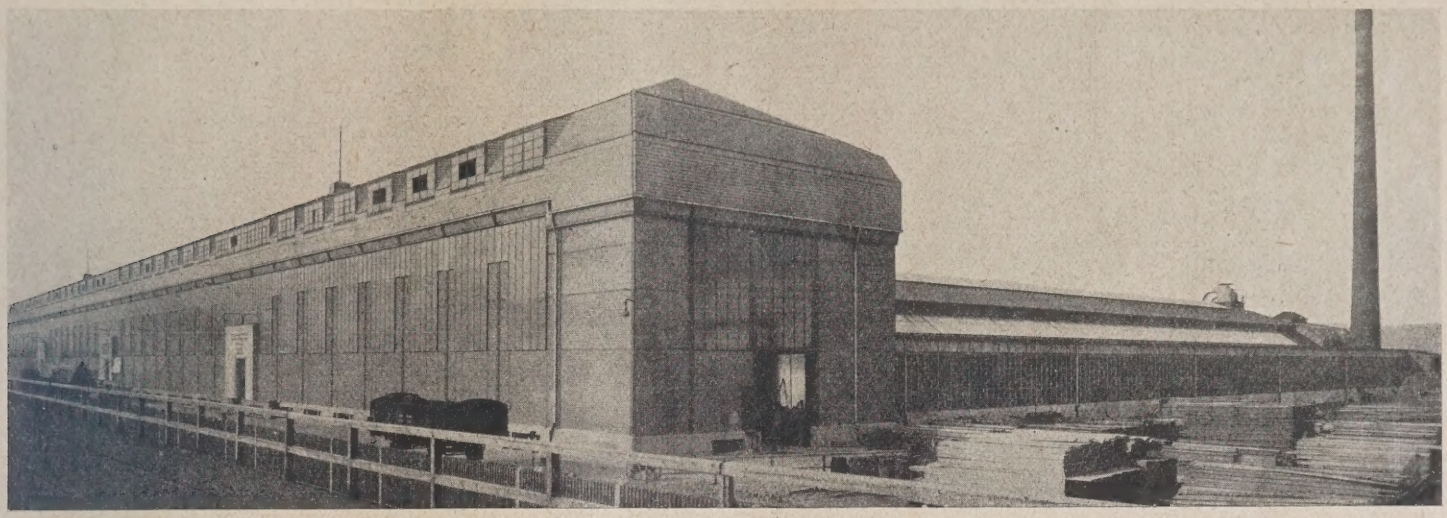
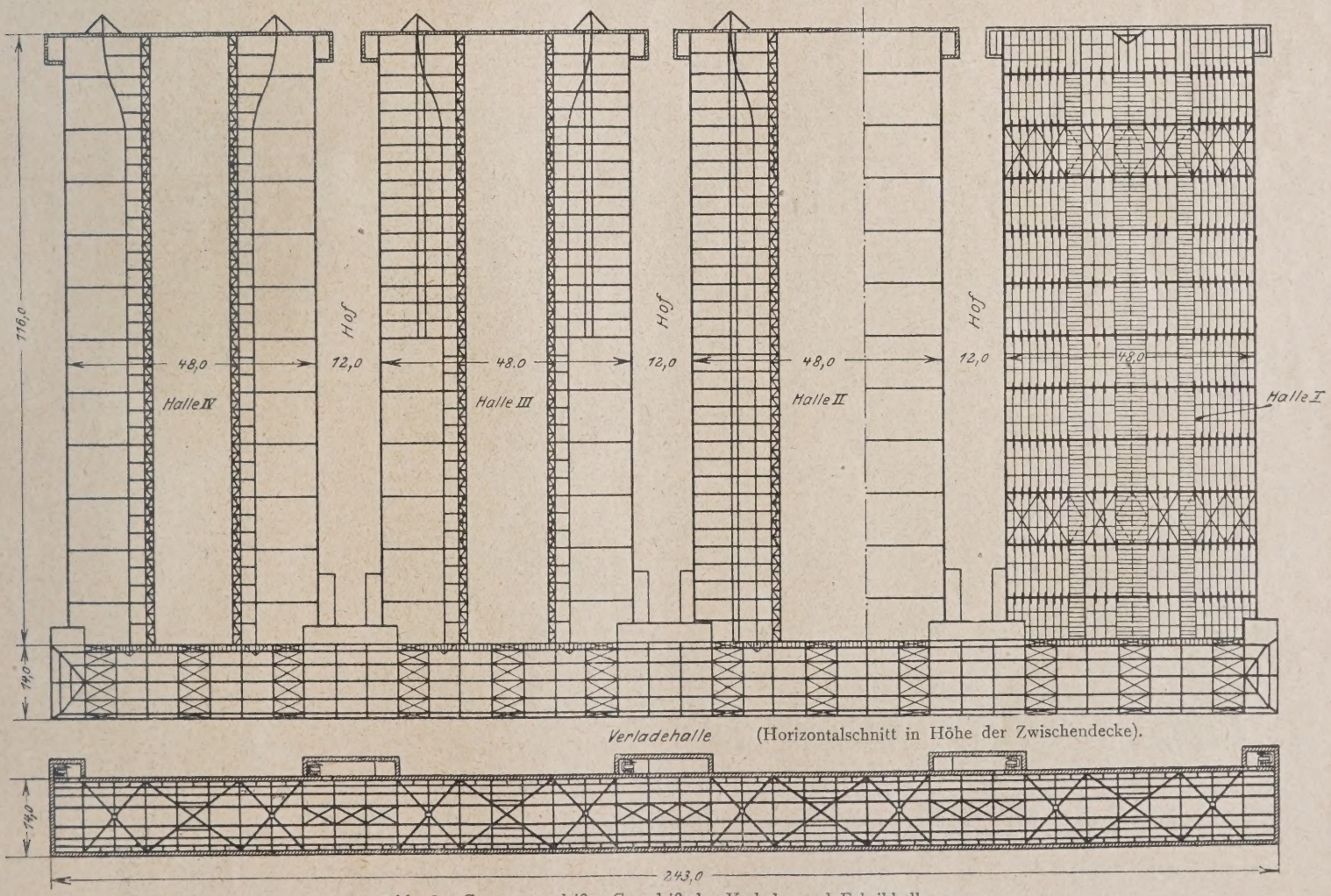


Abb. 1. Gesamtansicht der neuen Fabrikanlage der Fa. Gebr. Seck, Sporbitz b. Dresden.



(Horizontalschnitt in Höhe der Zwischendecke).

Abb. 2. Gesamtgrundriß. Grundriß der Verlade- und Fabrikhallen.

I. Allgemeines.

Die Firma Gebr. Seck besteht als Mühlenbauanstalt in Dresden seit 1873. Sie hat sich aus kleinen Anfängen in Fabrik-

Abb. 4. Haupteingänge.

räumen der inneren Stadt durch Hinzukauf benachbarter Fabrikanlagen zu einer der ersten und größten Unternehmungen ihres

Abb. 5. Oberer Fabrikraum in der Verladehalle.

Faches entwickelt. Die bei dieser Ausdehnungsart unvermeidliche Zerrissenheit des Betriebes und der Mangel an Bahnanschluß zwangen im Jahre 1916 dazu, einen großzügigen Neubau auf einem in der Nähe Dresdens gelegenen Gelände zu errichten, nach dem kurz zuvor die Verwaltung in einen Neubau an der Zwickauer Straße in Dresden übergeführt wurde. Dieses allen Erfordernissen der Zukunft entsprechende Haus wird für absehbare Zeit noch der Zentral-

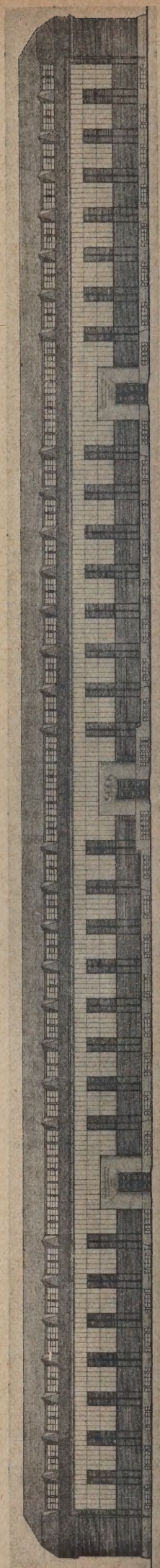


Abb. 3. Frontansicht der Verladehalle.

verwaltung dienen, da die unerschwinglich gewordenen Kosten eines Neubaues ihre Verlegung nach Sporbitz unmöglich machen. Die Betriebsverwaltung ist auf dem neuen Gelände in einem besonderen Gebäude untergebracht.

II. Wahl des Geländes.

Für die Wahl des Fabrikgeländes war folgendes zu beachten:

Bedingung war aus Gründen der Verwaltung und wegen des Arbeiterstammes, den man sich erhalten wollte, möglichst geringe Entfernung von Dresden und gute Zugverbindung dorthin, ferner, neben genügender Größe und möglichst geringen Erwerbskosten, Gleisanschluß an die Staatsbahn und an eine Kaianlage der Elbe. schließlich: die allgemeinen Erfordernisse eines zweckentsprechenden Fabrikgeländes: guter Baugrund und günstige Grundwasserverhältnisse.

Diese Bedingungen werden von dem in Sporbitz bei Dresden, an der Hauptstrecke Dresden—Bodenbach gelegenen Grundstück erfüllt. Es ist ca. 288 000 m² groß und ermöglicht daher eine genügende Erweiterung der Fabrikanlagen für absehbare Zeit sowie die Anlage einer Beamten- und Arbeiterwohnkolonie. — Der für die Betonbereitung erforderliche Kies und Sand wurde aus dem Fundamentaushub ohne weiteres gewonnen und der Gleisanschluß mit mäßigen Kosten erstellt. Eine weitere Annehmlichkeit war die Nähe eines Elektrizitätswerkes, welches Kraft und Licht zu annehmbaren Bedingungen liefert. Eine Anzahl in unmittelbarer Nachbarschaft erworbener Wohnhäuser gaben sofort einem Teil der Beamten und Arbeiter günstige Wohngelegenheit.

Da die Eisenbahndirektion Dresden zu Beginn und Ende der Arbeitszeit Arbeiterzüge eingelegt hat, die an dem von der Firma am Fabrikeingang angelegten Werksbahnhof halten, so war auch die wichtige Arbeiterfrage in befriedigender Weise gelöst und der alte Arbeiterstamm, der seine Wohnung in Dresden nicht missen wollte, blieb der Firma erhalten.

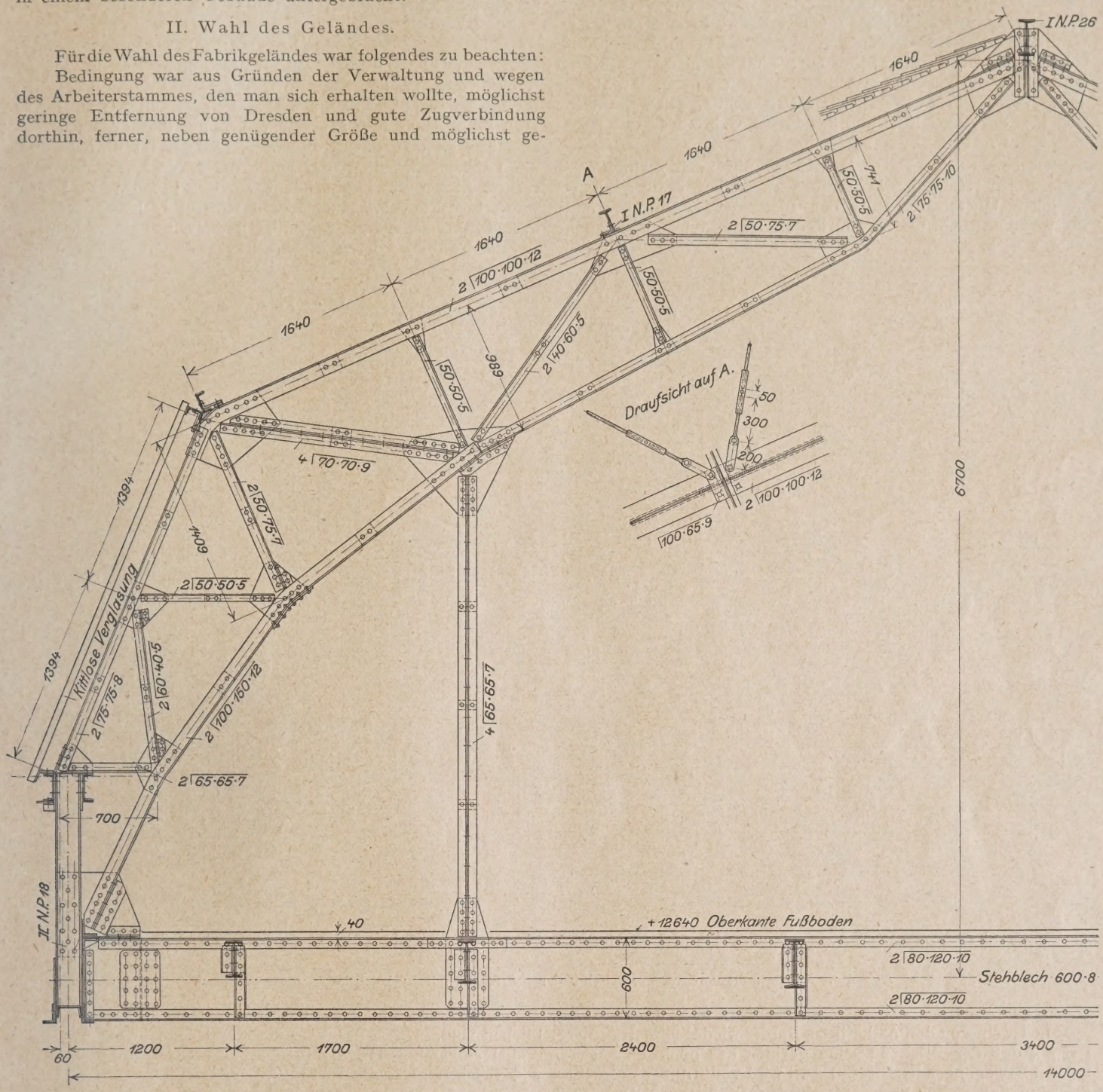


Abb. 6. Dach und Deckenkonstruktion der Verladehalle.

III. Der Entwurf

für die Ausführung des Fabrikbaues ist eine gemeinsame Arbeit des Verfassers mit dem leider zu früh verstorbenen Architekten Fritz Kaldenbach. Als Unterlage diente ein Vorentwurf der Auftraggeberin, welcher die Gliederung in eine längs der Bahnlinie Dresden—Bodenbach liegende 234 m lange Verladehalle und 4 an die rückwärtige Längswand derselben anschließende dreischiffige Fabrikationshallen vorsah. An Hand dieses Vorentwurfs wurde in einer Besprechung mit der Direktion und der Betriebsleitung der Firma Gebr. Seck das Bauprogramm festgelegt.

Der endgültige Entwurf, welcher nur noch geringfügige Änderungen erfuhr, lag in wenigen Tagen vor, dank der vorzüglichen Übereinstimmung der Ideen von Architekt und Ingenieur. Ansicht und Grundriß der Gesamtanlage vermitteln Abb. 1 u. 2.

Den Ausgangspunkt für den Entwurf bildete:

die Verladehalle.

Bei ihrer bedeutenden Länge von 234 m und ihrer Lage an der Haupteisenbahnstrecke stellt sie das Gesicht der ganzen Fabrikanlage dar.

Eine kleinliche Architektur hätte bei den großen Abmessungen als Spielerei, eine Unterteilung der Front mit Erkern und Dachaufbauten dem gewaltigen Eindruck des Bauwerkes nur abträglich gewirkt. Es entstand wie aus einem Guß die Frontansicht (Abb. 3), welche nur durch die 3 Haupteingänge zu den Fabrikräumen gegliedert, im übrigen aber die Längenentwicklung der Halle durch Vorherrschen wagerechter Linien nicht abschwächt, sondern betont. Die Längswand besteht vorwiegend aus (kittlosen) Lichtbändern, die mit Drahtglas verglast sind, und ein halbsteinstarken Eisenfachwänden, deren Eisen selbstverständlich sichtbar ge-

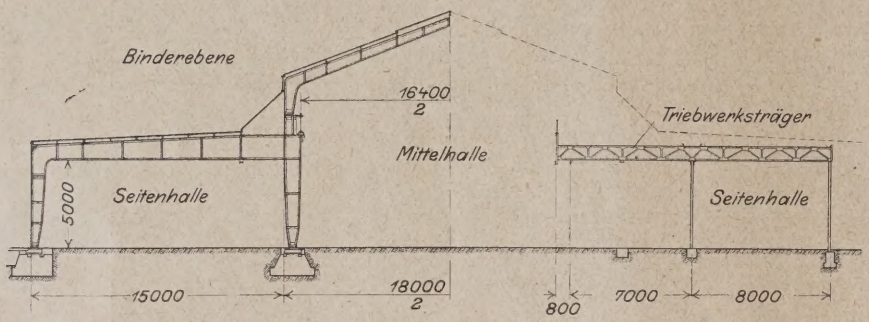


Abb. 7a. Querschnitt der Fabrikationshallen.

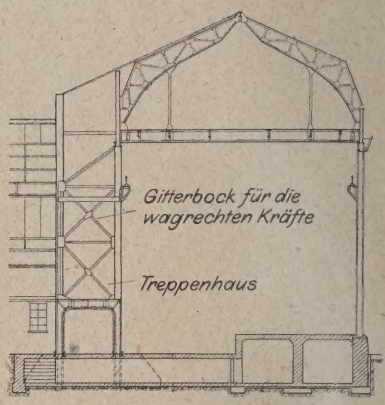


Abb. 7b. Querschnitt der Verladehalle.

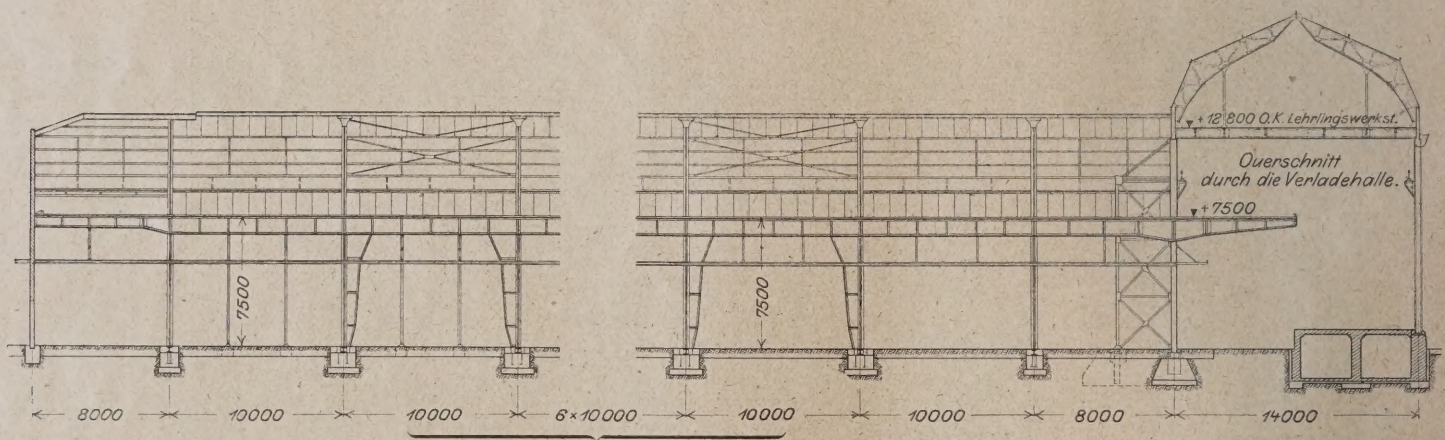


Abb. 7c. Längsschnitt durch das Mittelschiff der Fabrikhalle mit Verladehalle — Querschnitt.

Es ist ein von den Ästhetikern immer wieder vorgetragener Irrtum, daß der Eisenbau seine Formen aus nüchternen statischen Erwägungen herleitet. Dabei wird völlig außer Betracht gelassen, daß es für den entwerfenden Ingenieur viele Wege gibt, die zum Ziele führen und daß es nur darauf ankommt, die Lösung zu finden, die neben den technischen und wirtschaftlichen Forderungen auch die ästhetischen erfüllt. Solange der Ingenieur nicht auch gleichzeitig Baukünstler und der Architekt nicht zugleich Ingenieur ist, werden beide ihre Formensprache aufeinander abstimmen müssen, um zu einer Lösung zu gelangen. Das führt natürlich zu Kompromissen so lange, bis ein völliges Zusammenfühlen des Künstlers und des Konstrukteurs erreicht wird. Fühlt aber der Architekt gar nicht konstruktiv und fehlt dem Konstrukteur das Einschmiegen in die ästhetische Seite seiner Aufgabe, so wird ein vollkommenes Bauwerk nie zustandekommen.

blieben sind. Unter der Eisenfachwand sind, in einen Betonsockel eingeschnitten, die Fenster der Kellerräume sichtbar, von welchen noch die Rede sein soll.

Die Eingänge sind, wie der Gebäudesockel, aus gestocktem Beton hergestellt und tragen als Firmenschild und Schmuck nur den Namen Seck (Abb. 4).

Das Dach ist mit Biberschwänzen doppelt gedeckt, welche in der Umgebung gewonnen werden. Die Traufe desselben liegt 12,8 m, der First 19,5 m über Flur. Diese Höhe ergab sich zunächst aus ästhetischen Gründen und war durch betriebliche Forderungen nicht bedingt. Sie wurde ausgenutzt, indem über der eigentlichen Verladehalle noch ein Fabrikraum von 3300 m² gewonnen werden konnte, welcher für leichte Arbeiten (Sattlerei, Klempnerei und Lehrlingsausbildung) nutzbar gemacht wurde. Seine Belichtung erfährt dieser Raum an der Vorderseite durch den Einbau sogenannter Dachgauben, die

auch den Wünschen des Architekten dienten, an der Rückseite durch mansardförmige Oberlichte (Abb. 3, 5 u. 6).

Zur besseren Wärmehaltung in diesen Werkstätten und zur Verschönerung des Raumes ist eine Rabitzdecke unter die Pfetten gehängt. Ästhetisch ist hier insofern ein Fehler gemacht worden, als die Pfetten in der Rabitzdecke verschwinden und damit die Binder als lose unter die Decke gestellt erscheinen (Abb. 5). Die Pfetten hätten sichtbar bleiben müssen!

Der Fußboden der oberen Werkstätten besteht aus einer eisenarmierten Hohlsteindecke zwischen eisernen Trägern und ist mit einem Zementestrich versehen. Die Steineisendecke ist auf Wunsch des Architekten an ihrer Unterseite roh und ohne Verputz gelassen. Die ästhetische Wirkung ist gut. Der Putz hätte im Laufe der Zeit Beschädigungen erfahren, die entweder häßlich ausgesehen oder zu dauernden Ausbesserungen Veranlassung gegeben haben würden.

Die Eisenkonstruktion des Daches zeigt als Binder einen Dreigelenkbogen mit Zugstab (Abb. 6). Letzterer bildet zugleich den Unterzug der Deckenkonstruktion, welcher zur Verringerung der Konstruktionshöhe an dem sehr steifen Dreigelenkbogenbinder zweimal aufgehängt worden ist.

Dach und Decke ruhen auf Pendelstützen aus Differdinger Trägern (Abb. 7b und 7c). Eingespannte Gitterstützen hätten das ruhige Bild der Verladehalle in empfindlichster Weise gestört und einen größeren Eisenaufwand erfordert. Alle wagerechten Kräfte werden durch einen in der Decke der Verladehalle liegenden Windträger (Abb. 2) in Gitterböcke (Abb. 7b u. 7c) abgeleitet, die mit genügender Fußbreite in den Seitenwänden der Treppenhäuser, ohne unangenehm in die Erscheinung zu treten, untergebracht werden konnten.

Die 5 Treppenhäuser (Abb. 2 u. 7b) werden von massiven Mauern umschlossen und bieten auch für später einzubauende Aufzuganlagen für Personen- und Lastverkehr genügend Raum.

Wie aus dem Querschnitt der Verladehalle (Abb. 7b u. 7c) ersichtlich, ist die der Eisenbahnseite zugekehrte Querschnitthälfte mit einem erhöhten Fußboden versehen. Dieser Teil dient zur Lagerung versandfertiger Maschinen usw., welche beim Versand unmittelbar auf den in gleicher Höhe befindlichen Eisenbahnwagenboden hinübergerollt werden können.

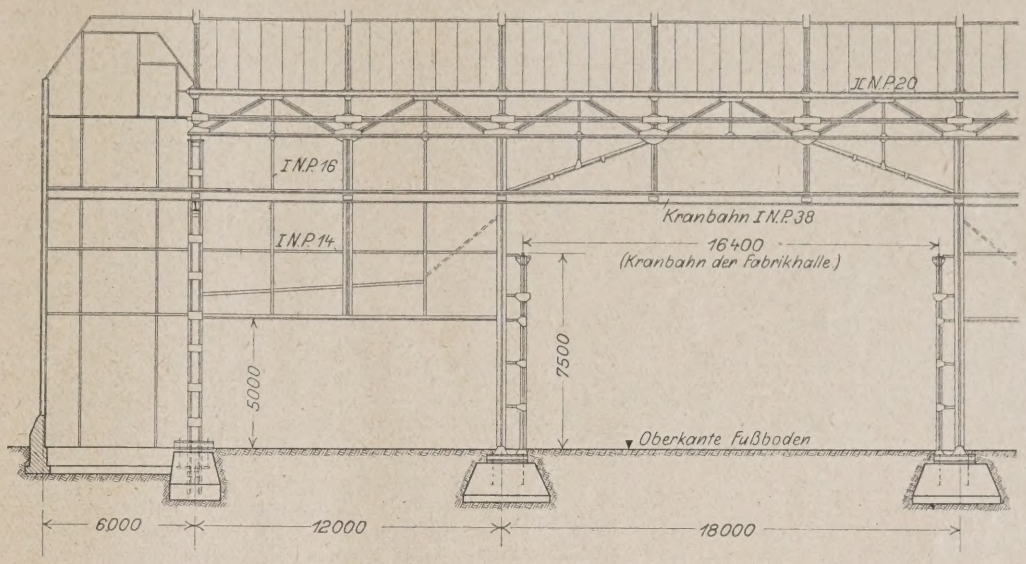


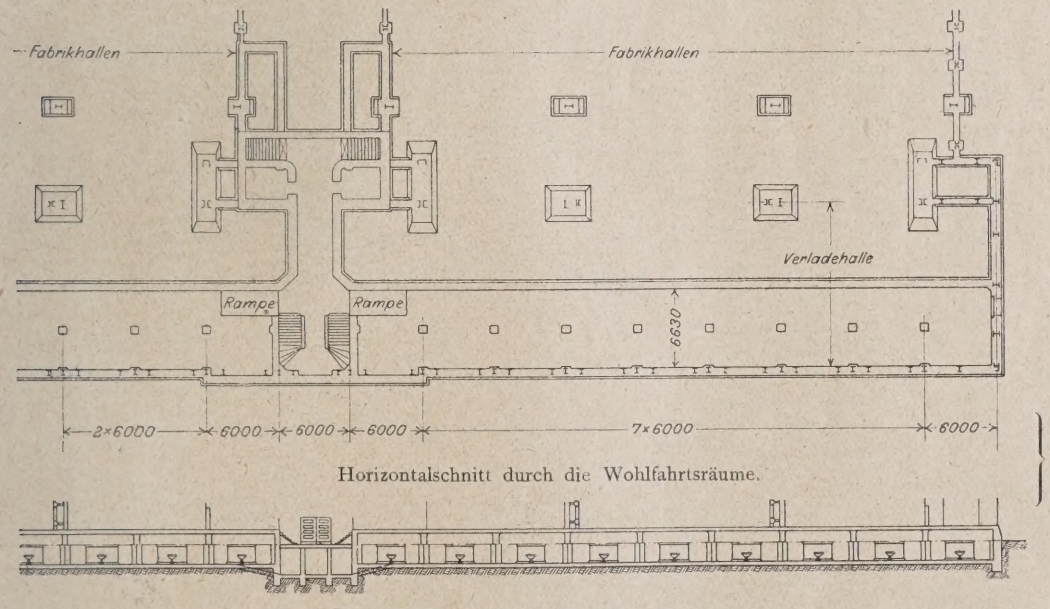
Abb. 8. Längsschnitt der Verladehalle mit Blick in die Fabrikationshallen.

Die innere Hälfte der Verladehalle nimmt das Verladegleis auf. Die Waggons können nun entweder direkt von den in die Verladehalle hineinragenden Kranbahnen (vergl. Abb. 7c u. 8) der Fabrikationshallen oder von dem die Verladehalle in ganzer Länge bestreichenden 5-Tons-Kran, dessen Bahn über die Kranbahnen der Fabrikhallen hinwegführt, be- und entladen werden.

Die notwendige Erhöhung der Lagerrampe in der Verladehalle führt zu der für die Fabrikanlage Seck charakteristischen Anordnung der

Arbeiterwohlfahrtsräume.

Diese liegen in dem unter der Rampe ohne große Mehrkosten errichteten Halbkeller (Abb. 7b u. 9). Der Zutritt zu den Wasch- und Ankleideräumen der Arbeiter erfolgt für jede der vier Fabrikationshallen gesondert durch die an die Haupteingänge anschließenden Treppen. Nachdem sich die Arbeiter in den unteren Räumen umgekleidet haben, betreten sie durch einen der drei Tunnel, welche Wohlfahrtsräume und Fabrikhallen unmittelbar verbinden, ihre Arbeitsstelle. Am Ausgang jedes Tunnels, also unmittelbar in der Fabrikhalle, stehen die Kontrolluhren. Hier sticht der Arbeiter die Uhr und verzeichnet auf seiner Arbeitskarte die Zeit



Horizontalschnitt durch die Wohlfahrtsräume.

Längsschnitt durch die Wohlfahrtsräume.

Abb. 9.

seines Arbeitsbeginns. In gleicher Weise verzeichnet er beim Verlassen der Arbeitsräume das Ende seiner Arbeitszeit.

Der Gang bis zur Arbeitsstätte und der Aufenthalt in dem Wohlfahrtsraum zählt nicht zur Arbeitszeit.

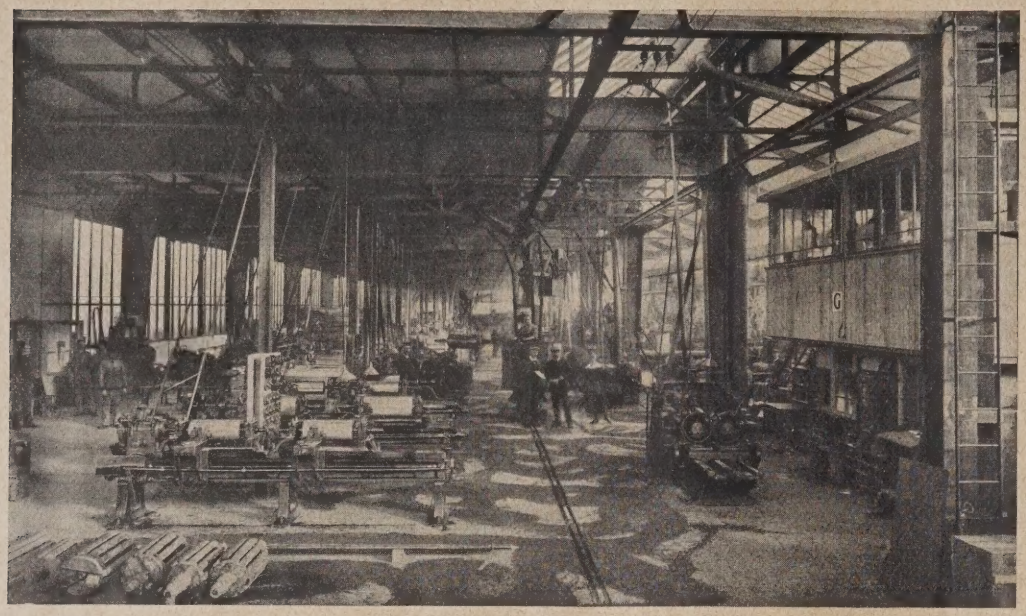


Abb. 10 Seitenschiff der Fabrikhallen.

Rechnet man für den Weg zwischen dem Fabrikpförtner (bei dem vielfach die Kartenkontrolle stattfindet) und der Arbeitsstätte sowie für den Aufenthalt im Wasch- und Ankleideraum bei Beginn und Schluß der Arbeit ganz gering pro Mann und Schicht nur 10 Minuten, so würde das z. B. für das Secksche Unternehmen mit ca. 2000 Arbeitern einen Ausfall an produktiver Arbeitszeit von

$$300 \text{ Tage} \times 2000 \text{ Arbeiter} \times \frac{10}{60} \text{ Stunden} = 100\,000 \text{ Stunden pro Jahr}$$

bedeuten. Bei einem Lohnsatz von durchschnittlich nur 5 M die Stunde wird demnach das Unternehmen unter der Annahme von nur einer Schicht pro Tag vor einem Verlust von mehr als ½ Million Mark bewahrt.

Die Anlage der Arbeiterwohlfahrtsräume hat sich in den 2 Jahren des Betriebes aufs beste bewährt und zu Unstimmigkeiten nicht Veranlassung gegeben; sie ist auch in gesundheitlicher Beziehung von Vorteil, indem die Arbeiter während der Arbeitszeit die geschlossenen Räume nicht zu verlassen brauchen.

Der Grundsatz der Vermeidung unnötiger Wege und des Verlassens der geschlossenen Räume während der Arbeitszeit wurde auch beachtet bei Anlage der Aborte usw.

Von diesen besitzt jede Fabrikhalle — von innen zugänglich — je 4 an jeder Hallenecke.

Die Ausführung der Wohlfahrtsanlage erfolgte in Eisenbeton und Beton, der — soweit er an der Bahnseite sichtbar ist — grob gestockt wurde. Tief eingeschnittene Fenster geben den Räumen sehr reichliches Licht. Jeder Arbeiter hat in den Ankleideräumen seinen verschließbaren eisernen Schrank und seine Waschstelle an Reihenwaschtischen mit fließendem Wasser.

Der Fußboden besteht aus Beton mit dem nötigen Gefälle zu den Abwässerkanälen.

An 2 Stellen sind neben einem Haupteingang die Kellerräume zur Unterbringung von Versandbüros usw. auf 12 m Länge um 1 m erhöht, was auch in der Architektur der vorderen Außenseite zum Ausdruck kommt (Abb. 1, 3 u. 4.). Für die Verlademeister sind in den Treppenhäusern erhöhte Büroräume eingerichtet, die mit ausgebauten Balkons versehen, einen guten Überblick über die ganze Verladehalle gestatten.

Die Fabrikhallen.

Die Hauptabmessungen der Fabrikhallen waren durch den Vorentwurf der Firma Seck festgelegt.

Hallenlänge 118 m, Hallenbreite 48 m, eingeteilt in ein Mittelschiff von 18 m und beiderseits anschließende Seitenschiffe von je 15 m Breite.

Die Seitenschiffe dienen der Einzelbearbeitung und sind nur mit elektrisch betriebenen Velokranen

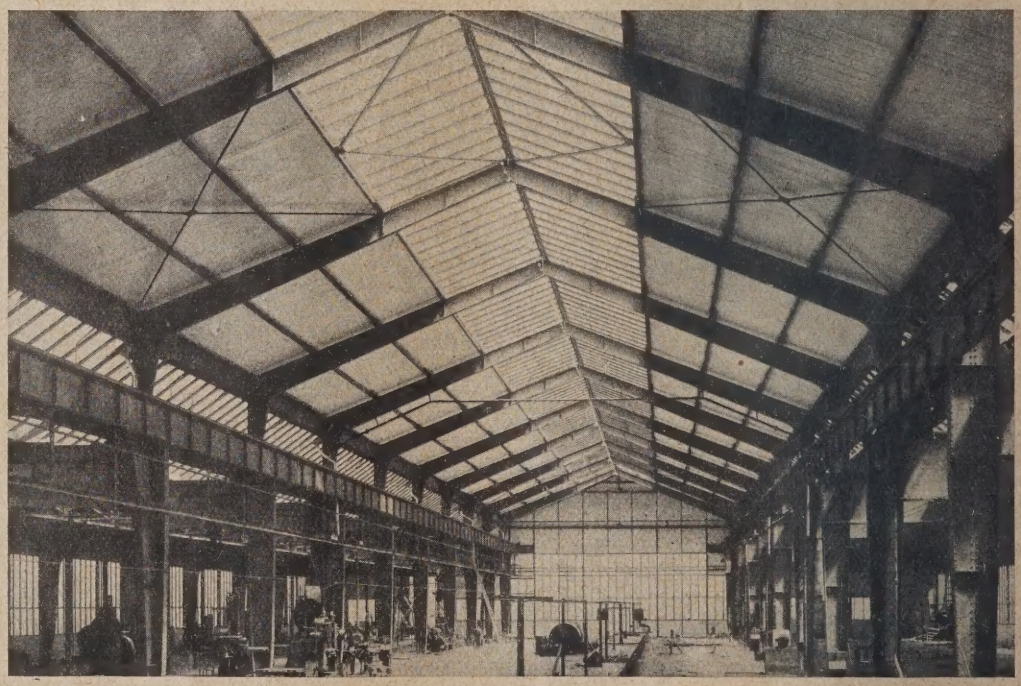


Abb. 11. Mittelschiff der Fabrikhallen.

von 2 t Tragfähigkeit ausgestattet, deren untere Schiene auf der Betonunterlage des Holzklotzfußbodens befestigt werden konnte. Die obere wagerechte Führungsschiene I NP. 16 ist am Binderuntergurt angebracht (vgl. Abb. 12). Diese Velokrane haben nicht nur den Vorzug billiger Anschaffung und einfachen Betriebes, sondern bieten gegenüber Laufkran-

anlagen den großen Vorteil, daß die Triebwerke ohne Behinderung an der Dachkonstruktion aufgehängt werden können (Abb. 10 u. 7a rechts). Die Velokrane fahren am hinteren Giebel der Fabrikhallen bis über das an diesen vorbeiführende Gleis hinaus (Abb. 2) und können auch ihre Lasten unmittelbar in der Verladehalle absetzen.

Das Mittelschiff dient dem Zusammenbau der Maschinen und Apparate und erhielt deshalb einen elektrischen Dreimotorenlaufkran von 5 t Tragkraft (Abb. 7a u. 11). Die Laufkranbahn besteht aus Blechträgern mit aufgenieteten Schienen und ist durch wagerechte Vergitterung am Obergurt ausgesteift. Sie ragt mit einem rd 8 m langen Kragarm in die Verladehalle (Abb. 7c). Der Kran kann also die Fertigfabrikate entweder direkt in die Waggons verladen oder sie zur Weiterbeförderung dem Kran der Verladehalle übergeben, der über die sämtlichen Fabrikhallenkrane hinwegführt. Die Längskräfte werden durch zwei mit der Kranbahn verbundene Blechportale in die Fundamente abgeleitet (Abb. 7c). Aus den Breiteneinteilungen der Fabrikhallen und den Krananlagen ergibt sich die gewählte Querschnittsform mit dem erhöhten Mittelschiff (Abb. 7a). Die Binder sind aus ästhetischen Gründen trotz der (nicht allzuhohen) Mehrkosten in Vollwandkonstruktion errichtet. Sie bilden in den Seitenschiffen Zweigelenkrahmen (Abb. 12), deren Auflagergelenke in einfachster Weise durch Abfälle von Differdinger Trägern mit aufgenietetem Flacheisendruckstück bestehen. Auf diese Seitenhallenrahmen setzt sich der Dreigelenkbogen der Mittelhalle, dessen wagerechter Schub den Windlasten des Seitenrahmens zum Teil entgegenwirkt. Während die Dachneigung bei den Seitenschiffen so flach gehalten wurde, wie es die Eindeckung mit Teerpappe auf eisenarmierten Betonhohlplatten zuließ, ist die Neigung des Mittelhallendaches so steil gewählt (30°), daß sie auch für das sattelförmige Oberlicht genügte (Abb. 7a u. 11). Der Lichtzutritt für die Seitenschiffe erfolgt durch ein mansardenartiges, an die Mittelhalle sich anlehnendes Oberlicht (Abb. 10 u. 12) und durch sehr reichliche Lichtbänder in den den 12 m breiten Höfen zugekehrten Eisenfachwerklängswänden (Abb. 13). Auch die hintere Giebelwand aus Eisenfachwerk ist mit großen treppenartig gestalteten Lichtbändern versehen (Abb. 14). Alle Oberlichte und Lichtbänder sind kittlos ausgeführt worden.

Eine besondere Ausbildung zeigen die Pfetten der Fabrikhallen. Bei dem großen Binderabstand von 10 m konnten sie als Gerberträger wegen der Weichheit derselben nicht mehr ausgeführt werden. Die der Firma Breest & Co. patentamtlich geschützte

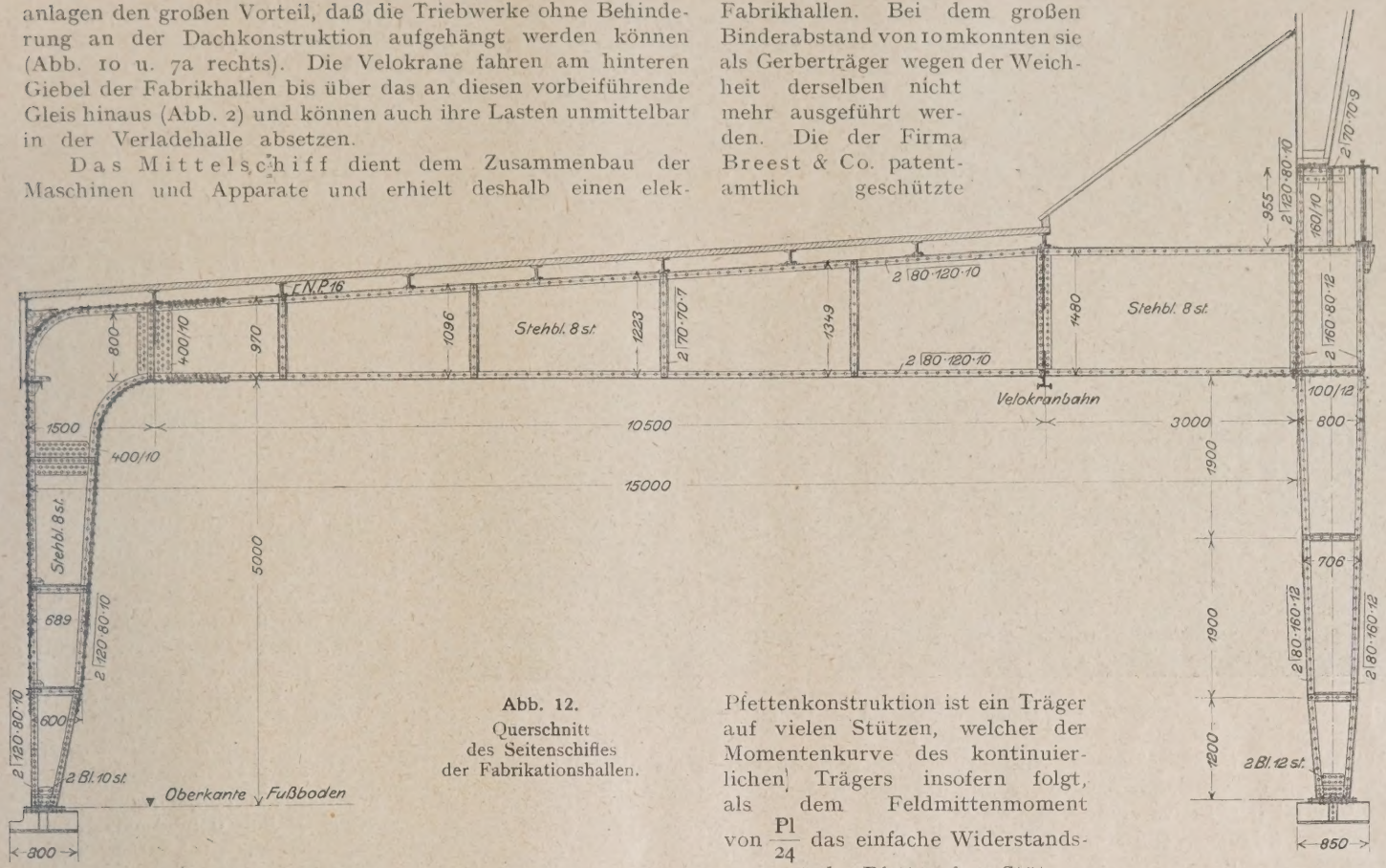


Abb. 12.
Querschnitt des Seitenschiffes der Fabrikationshallen.

Pfettenkonstruktion ist ein Träger auf vielen Stützen, welcher der Momentenkurve des kontinuierlichen Trägers insofern folgt, als dem Feldmittenmoment von $\frac{Pl}{24}$ das einfache Widerstandsmoment der Pfette, dem Stützenmoment von $\frac{Pl}{12}$ das doppelte W gegenübersteht. Das wird durch Ausführung der Pfetten aus U-Eisen erreicht, welche

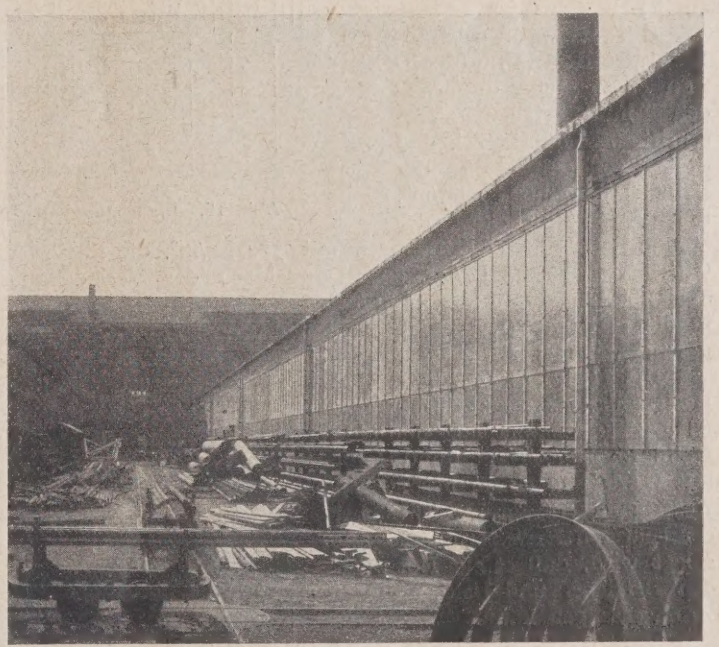


Abb. 13. Hof zwischen den Fabrikhallen.

in den Binderfeldern hintereinander wechselnd, einmal mit den Flanschen nach der Traufe, einmal nach dem First zeigen. Über den Bindern gehen die von den beiden Nachbarfeldern kommenden U-Eisen aneinander vorbei und werden mit einander so weit verbunden, wie die Momentenfläche das doppelte

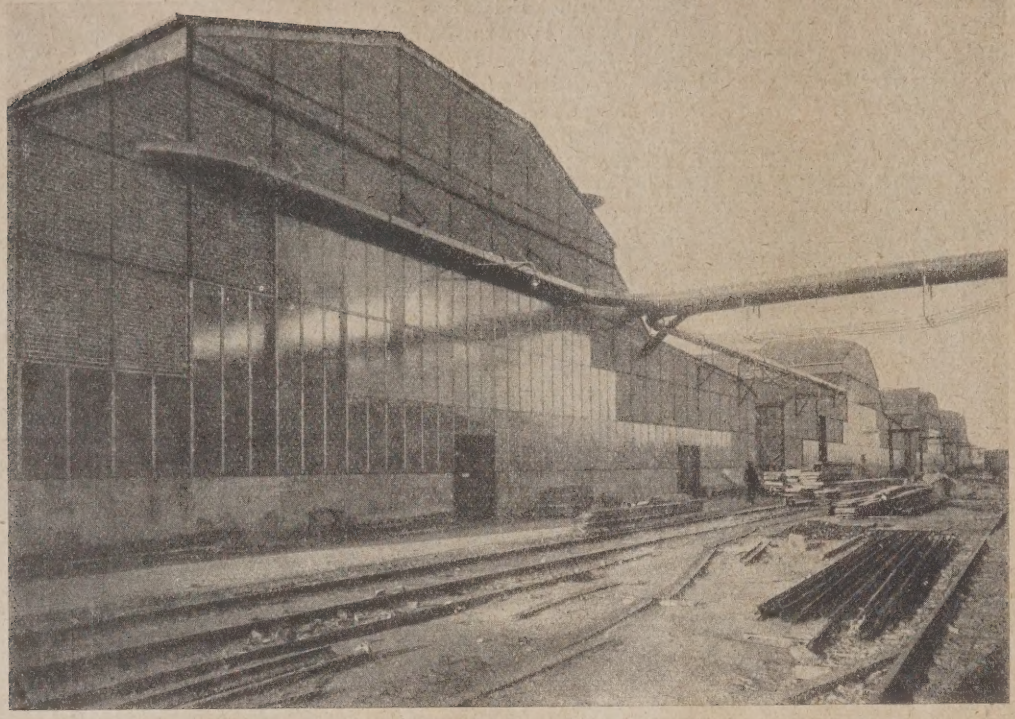


Abb. 14. Hintere Giebelwände der Fabrikhallen.

„W" erfordert (Abb. 15). Diese Ausführungsart hat nicht nur den Zweck der Materialersparnis, sondern ergibt wegen der Kontinuität der Pfette eine bedeutend geringere Durchbiegung als der Gerberbalken. Diese sogenannten „Patentpfetten" haben sich seit Jahren auch bei den größten Ausführungen vorzüglich bewährt.

Belastungen und zulässige Beanspruchungen entsprechen durchweg den ministeriellen Vorschriften. Bemerkt sei, daß die Betonhohlplatten der Fabrikhallen mit 80 kg/m², die Steineisendecke der Verladehalle mit Zementestrich mit 380 kg/m², die kittlosen Oberlichte mit 35 kg/m², das Doppeldach der Verladehalle aus Biberschwänzen mit 95 kg/m² in die statische Berechnung eingesetzt wurden.

Die Heizung der gesamten Hallenanlage erfolgt durch eine Niederdruckdampfanlage und eine Heißluftanlage. Dampf und Heißluft werden in einem besonderen Kesselhaus erzeugt, welches bei der späteren Erweiterung so angelegt wird, daß es zur Not auch den Betriebs- und Beleuchtungsstrom erzeugen kann.

Die Erweiterung der Anlage ist so gedacht, daß zunächst außer den 4 Fabrikhallen 2 weitere gleiche dreischiffige Hallen an die entsprechend zu verlängernde Verladehalle angeschlossen werden. Ist diese Erweiterungsmöglichkeit erschöpft, so soll die gesamte Fabrikanlage unter Einschaltung eines breiten Hofes nochmals wiederholt werden, wozu das vorhandene Gelände mit 500 m Gleisfront und 380 m Tiefe ausreicht.

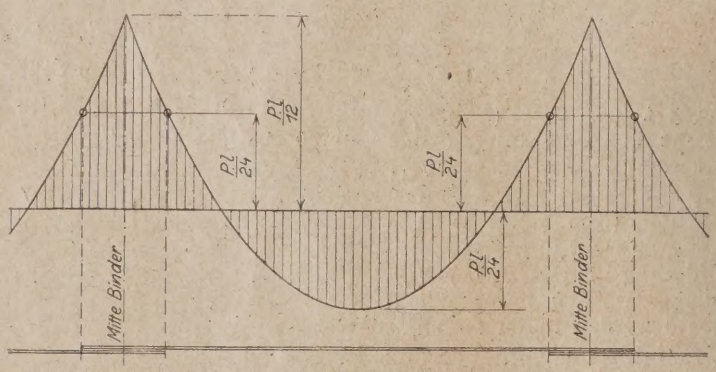


Abb. 15. Pfettenanordnung und Momentenfläche derselben.

IV. Die Ausführung

der Anlage erfolgte nach den Plänen der Firma Breest & Co. in den Jahren 1917 und 1918. Die geplante schnellere Fertigstellung wurde durch die Kriegsverhältnisse verhindert. Behördliche Maßnahmen und sehr schwierige Beschaffung von Baustoffen und Versandgelegenheit haben monatelange Verzögerungen verursacht. Von den Eisenkonstruktionen wurden je eine Fabrikhalle von Kelle & Hildebrand, Dresden und Lauchhammer A. G. in Lauchhammer ausgeführt. Die weiteren 2 Fabrikhallen und die Verladehallen wurden von Breest & Co., Berlin, geliefert. Jede Firma führte die Aufstellung selbst aus: die Firmen Breest & Co. und Kelle & Hildebrand in der üblichen Art mit Einzelschwenkmasten, Lauchhammer mit einer in Eisen konstruierten Aufstellungseinrichtung, deren große Aufstellungskosten sich bei dem nicht allzu bedeutenden Umfang einer Halle kaum bezahlt gemacht haben dürften (Abb. 16).

Die Bauarbeiten einschließlich der Eisenbetonarbeit des Kellers wurden von der Firma Max Schwenke in Dresden übernommen.

Die Betonplatten der Fabrikhallen lieferte Aug. Trachte in Dobrilugk, die kittlosen Oberlichte Degenhardt G. m. b. H., Berlin.

Seit Oktober 1918 ist die gesamte Neuanlage in Sporbitz, zu der noch ein Betriebsverwaltungsgebäude, Holzlagerschuppen und andere Bauwerke gehören, im Betrieb.

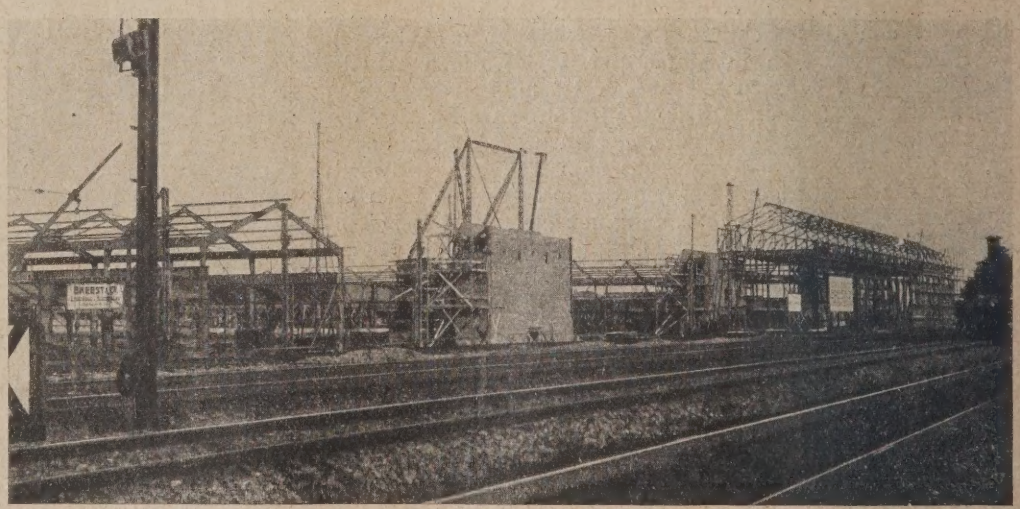


Abb. 16. Aufstellung der Eisenkonstruktion. Montage Lauchhammer. Montage Breest & Co.

DIE BEMESSUNG VON SÄULENFÜSSEN UND ZUGANKERN.

Von Dipl.-Ing. F. Wansleben, Herne, Westfalen.

Im Fachschrifttum findet man verschiedene Versuche, die Beanspruchung der Zuganker und die Kantenpressung der Fußplatten von Säulen zu bestimmen. Je nach den mehr oder weniger zutreffenden Annahmen, welche den Entwicklungen zugrunde liegen, sind die Ergebnisse verschieden. Diese Unterschiedlichkeit ist vielfach so auffallend erheblich, daß eine Nachprüfung der Formeln notwendig erscheint.

Es sollen zunächst die drei bekanntesten Rechnungsarten besprochen werden, wobei ein der Praxis entnommenes Zahlenbeispiel die Ergebnisse der verschiedenen Rechnungsweisen beleuchten soll. Es ist der in Abb. 1 in seiner Ausführung dargestellte Fuß einer etwa 25,5 m hohen Säule einer Stahlwerks-

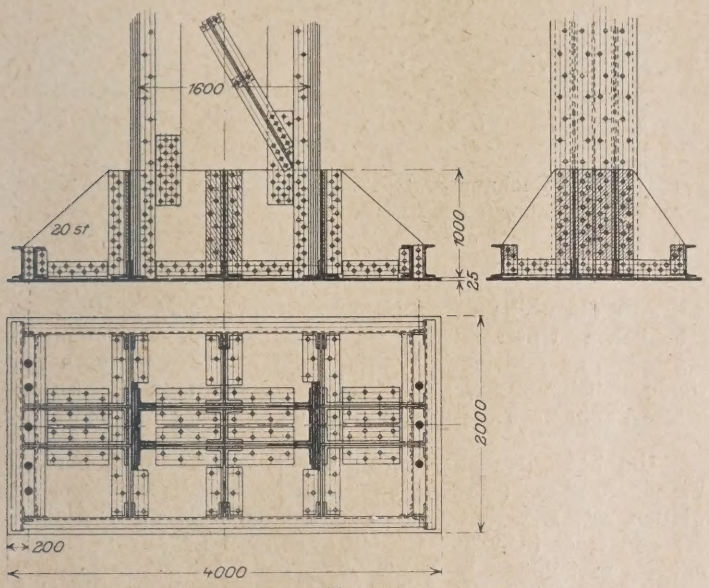


Abb. 1.

halle gewählt. Bei einem Abstand von 23 m und einer Binderstützweite von etwa 25 m werden die Säulen durch zwei 75 t-Gießkrane, einen 60 t-Kran und einen 25 t-Kran belastet. Es sind zwei Belastungsfälle herausgegriffen. I. Fall: Bei einer größten lotrechten Belastung von P = 690 t ist das größte Moment M = 837 mt. II. Fall: Bei einer geringsten lotrechten Belastung P = 240 t ist das größte Moment M = 682 mt. Der erste Fall ist zur Berechnung der Kantenpressung, der zweite für die Ankerbemessung maßgebend. Die Anker haben 3″ ∅.

1. Ältere Berechnungsart. Eine alte, aber noch heute vielfach benutzte Rechnungsweise ist folgende: Es wird vorläufig angenommen, daß die Fuge zwischen Fußplatte und Fundament auch Zugspannungen aufnehmen kann. Man bestimmt dann die Kantenpressung aus den bekannten Formeln für den einseitig gedrückten Stab mit rechteckigem Querschnitt zu:

$$\sigma_b = \frac{R(6r+H)}{B\,H^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(I}$$

wenn hierin bedeuten: R = Gesamtsäulendruck, r = Abstand dieser Kraft von Säulenmitte, H = Plattenlänge und B = Plattenbreite.

Die gedachte Zugspannung an der anderen Plattenkante berechnet sich in gleicher Weise zu:

$$\sigma_z = \frac{R(6r-H)}{B\,H^2}.$$

Bezeichnet man mit D den Inhalt des Druckspannungskeiles und mit Z denjenigen des Zugspannungskeiles, dann ist zunächst aus Gleichgewichtsgründen D − Z = R. Ferner ist aber auch

$$\frac{D}{Z} = \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_z}\right)^2 = \left(\frac{6r+H}{6r-H}\right),$$

woraus nach einiger Umformung wird:

$$Z = R\frac{(6r-H)^2}{24\,rH} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(II}$$

Diese Kraft wird als der von den Ankern aufzunehmende Zug bezeichnet.

Die hier angegebene Berechnungsart hat den großen Fehler, daß ihre Ergebnisse weder die Gleichgewichts- noch die Elastizitätsbedingungen erfüllen.

Zahlenbeispiel:

$$H = 400\text{ cm},\ B = 200\text{ cm},\ r_1 = \frac{837}{690} = 1{,}215\text{ m},\ r_2 = \frac{682}{240} = 2{,}84\text{ m}.$$

Fall 1: $\sigma_b = \frac{690\,000\cdot(6\cdot 121{,}5+400)}{200\cdot 400^2} = \mathbf{24{,}35}$ kg/cm²;

$$Z = \frac{690\,(6\cdot 121{,}5-400)^2}{24\cdot 121{,}5\cdot 400} = 64\text{ t}$$

Fall 2: $\sigma_b = \frac{240\,000\,(6\cdot 284{,}0+400)}{200\cdot 400^2} = 15{,}8$ kg/cm²

$$Z = \frac{240\,(6\cdot 284-400)^2}{24\cdot 284\cdot 400} = \mathbf{149{,}3}\text{ t}$$

2. Berechnung nach Andrée. Von einem ganz besonderen Standpunkte aus betrachtet Andrée[1]) die Ankerberechnung. Er macht die ganz willkürliche Annahme, daß die Zuganker durch Andrehen der Mutter mit dem Schlüssel gerade so stark angezogen sind, daß in der Fuge zwischen Fußplatte und Fundament gerade keine Zugspannungen auftreten. Bezeichnet s = Abstand der Zuganker von Plattenmitte, dann ergibt die Bedingung σ_z = o die Gleichung:

$$Z = R\frac{6r-H}{6s+H} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III}$$

die Kantenpressung ist dann:

$$\sigma_b = \frac{2\,(R+Z)}{B\,H}$$

oder, wenn hierin Z aus Gleichung III eingesetzt wird:

$$\sigma_b = \frac{12\,R\,(r+s)}{BH(6s+H)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(IV}$$

Diese Gleichung enthält einen Widerspruch in sich, denn der für Z eingesetzte Wert ist nicht derjenige, welcher nach Gl. III berechnet wurde, da dieser einem anderen Belastungszustande angehörte. Tatsächlich müßte aber der aus III ermittelte größte Wert von Z wirken, weil er nach Voraussetzung gleichzeitig die vorhandene Ankervorspannung bedeutet. Die hier besprochene Theorie hat noch den weiteren Fehler, daß es in vielen Fällen ganz unmöglich ist, die Anker mittels eines Schlüssels bis zu dem erforderlichen Maße anzuspannen. Dies ist weiter unten durch Rechnung nachgewiesen. Im hier durchgerechneten Beispiel ist die erforderliche Ankeranspannung etwa 10,5-mal so groß als die praktisch mögliche.

Zahlenbeispiel:

Fall I. $Z = 690\cdot\frac{6\cdot 121{,}5-400}{6\cdot 180+400} = 153{,}5$ t

$$\sigma_b = \frac{12\cdot 690\,000\,(121{,}5+180)}{200\cdot 400\,(6\cdot 121{,}5+400)} = \mathbf{21{,}1}\text{ kg/cm}^2.$$

[1]) Vgl. Andrée, Statik des Eisenbaues S. 16 u. f.

Fall II. $$Z = 240 \cdot \frac{6 \cdot 284 - 400}{6 \cdot 180 + 400} = \mathbf{211{,}5}\ \text{t}$$

$$\sigma_b = \frac{12 \cdot 240\,000\,(284 + 180)}{200 \cdot 400\,(6 \cdot 284 + 400)} = 11{,}3\ \text{kg/cm}^2.$$

3. Neuere Berechnungsart. Eine neuerdings vielfach[2]) vertretene Annahme ist die, daß Säulenfuß und Fundament zusammen wie ein bewehrter Betonkörper wirken, wobei die Zuganker die Eiseneinlagen darstellen. Diese Annahme kommt von allen der Wirklichkeit am nächsten. Die Wirkung der in der Regel vorhandenen Ankervorspannung wird jedoch nicht berücksichtigt.

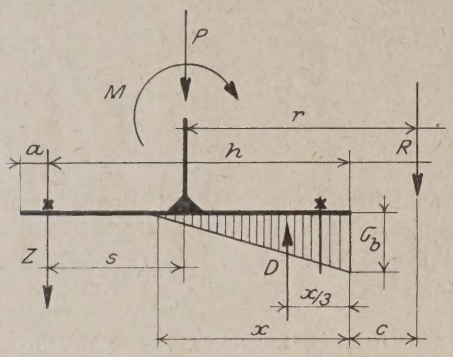


Abb. 2.

Mit Benutzung der bereits gebrauchten sowie der in Abb. 2 eingetragenen Beziechnungen ergibt sich zunächst aus den Elastizitätsverhältnissen die Beziehung zwischen der Ankerbeanspruchung σ_e und der Kantenpressung σ_b zu:

$$\sigma_e = n\left(\frac{h}{x} - 1\right)\sigma_b,$$

wenn hierin $n = \frac{E_e}{E_b}$ das Verhältnis der Elastizitätsziffern für Eisen und Fundamentmaterial bedeutet. Dieses beträgt etwa 10 ÷ 15. Nun ist: $D = \frac{B\,x\,\sigma_b}{2}$ und $Z = F\,n\left(\frac{h}{x} - 1\right)\sigma_b$, worin F = Gesamtquerschnitt der Zugankerschäfte bedeutet. Die Momentengleichung dieser Kräfte in bezug auf die Lage von R lautet:

$$\frac{B\,x\,\sigma_b}{2}\left(\frac{x}{3} + c\right) = F\,n\left(\frac{h}{x} - 1\right)\sigma_b\,(h + c).$$

Hieraus ergibt sich die Lage der Nullinie zu:

$$x^3 + 3\,c\,x^2 - \frac{6\,n\,F\,(h + c)}{B}(h - x) = 0 \quad \ldots\ldots \text{(V}$$

Ist x aus dieser Gleichung berechnet, dann ergibt sich aus der Momentengleichung in bezug auf die Zugankerlage die Kantenpressung:

$$\sigma_b = \frac{2\,R\,(h + c)}{B\,x\left(h - \frac{x}{3}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(IV}$$

und schließlich Z entweder unter Benutzung der Beziehung zwischen σ_e und σ_b zu $Z = F\,\sigma_e$ oder aus der Momentengleichung in bezug auf die Lage von D zu:

$$Z = R\,\frac{c + \frac{x}{3}}{h - \frac{x}{3}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII}$$

Wegen der mühsamen Versuchsrechnungen bei Auswertung der Gl. V findet man vielfach eine Abneigung gegen diese Berechnungsart. Weiter unten werde ich ein Näherungsverfahren angeben, welches schnell zum Ziele führt.

Zahlenbeispiel:

Fall I. c = − 78,5 cm; h = 380 cm, F = 5 · 45,6 = 228 cm².

$$x^3 - 3 \cdot 78{,}5\,x^2 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 228\,(380 - 78{,}5)}{200}(380 - x) = 0;$$

$$x = 276{,}8\ \text{cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 690\,000\,(380 - 78{,}5)}{200 \cdot 276{,}8\left(380 - \frac{276{,}8}{3}\right)} = \mathbf{26{,}15}\ \text{kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{690 \cdot \left(\frac{276{,}8}{3} - 78{,}5\right)}{380 - \frac{276{,}8}{3}} = 21{,}5\ \text{t}$$

Fall II: c = + 84 cm;

$$x^3 + 3 \cdot 84\,x^2 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 228\,(380 + 84)}{200}(380 - x) = 0$$

$$x = 168{,}3\ \text{cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 240000\,(380 + 84)}{200 \cdot 168{,}3\left(380 - \frac{168{,}3}{3}\right)} = 20{,}5\ \text{kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{240\left(84 + \frac{168{,}3}{3}\right)}{380 - \frac{168{,}3}{3}} = \mathbf{88{,}2}\ \text{t}.$$

	Methode	Z	σ_b
1	Ältere Rechnungsart	149,3	24,35
2	Berechnung nach Andrée	211,5	21,1
3	Neuere Rechnungsart	88,2	26,15

Aus obenstehender Zusammenstellung sind deutlich die erheblichen Unterschiede der verschiedenen Berechnungsergebnisse zu erkennen. Während die Kantenpressungen nur wenig voneinander verschieden sind, kann man die Ankerkräfte kaum noch als miteinander vergleichbar bezeichnen.

Um beurteilen zu können, welche Vorspannung bei der Verankerung in Rechnung zu setzen ist, soll jetzt festgestellt werden, wie groß unter gewöhnten Verhältnissen die Längskraft in einer Schraube werden kann, wenn man die Mutter mit einem Schlüssel anzieht.

Nach Hütte I Abtlg. Mechanik, Abschn. Reibungswiderstände ist das Schlüsselmoment:

$$M = Q\,r\,[\text{tg}\,(\varrho' + \alpha) + 1{,}4\,\mu']$$

Hierin bedeuten: Q = Anspannungskraft der Schraube, $r \sim \frac{d}{2{,}16}$ = mittlerer Gewindehalbmesser, d = äußerer Gewindedurchmesser, $\varrho' = \text{arctg}\,\mu\,\frac{\cos\alpha}{\cos\beta}$, μ bzw. μ' die Reibungsziffern für das Gewinde bzw. für Mutter auf Unterlage, α = Steigungswinkel der Gewindegänge, β = halber Kantenwinkel des Gewindeprofils. Für die für Anker gebräuchlichsten Gewindedurchmesser von 1'' bis 3'' ist die Zahl der Gewindegänge auf eine Länge gleich dem Schraubendurchmesser ∼ 9. Hiermit wird $\text{tg}\,\alpha = \frac{1{,}08}{9\pi} = 0{,}0381$ entsprechend einem $\alpha = 2^0\,10'$. Ferner ist $\beta = 27^0\,30'$. Bei den hohen Flächenpressungen im Gewinde und zwischen Mutter und Unterlage ist $\mu = \mu' = 0{,}4$ angenommen. Es wird also:

$$\text{tg}\,\varrho' = 0{,}4\,\frac{\cos 2^0\,10'}{\cos 27^0\,30'} = 0{,}451,\ \text{d. h.}\ \varrho' = 24^0\,20'.$$

Mithin ist $\varrho' + \alpha = 26^0\,30'$ und schließlich: M = 0,49 Qd. Drückt man den Schraubendurchmesser in Zoll aus, dann ist $d'' = \frac{d}{2{,}54}$ und hiermit $Q = 0{,}805\,\frac{M}{d''}$.

Nimmt man an, daß bei 1''-Ankern die Schlüssellänge 85 cm und die Kraft des Arbeiters an demselben etwa 60 kg, bei 2''-Ankern die Schlüssellänge 140 cm und die Kraft etwa 70 kg und schließlich bei 3''-Ankern die Schlüssellänge 200 cm und die Kraft 75 kg betragen, dann kann das Moment

[2]) Unter andern beispielsweise: Fischer, Statik u. Festigkeitslehre; Wendt, Z. d. Bauv. 1914 S. 495; Janser, D. Eisenb. 1912; Spangenberg, Festschrift Otto Mohr usw.

$M \backsim 5\,d''$ in cmt gesetzt werden. Hiermit wird dann:

$$Q = 0{,}805 \cdot \frac{5 \cdot d''}{d''}$$

oder $$Q \backsim 4{,}0 \text{ t}.$$

Es ergibt sich die Tatsache, daß im allgemeinen eine Ankerschraube, gleichgültig, welchen Durchmesser sie hat, nur mit etwa 4 t vorgespannt werden kann. Will man also die etwa günstige Wirkung einer starken Ankervorspannung ausnutzen, so empfiehlt es sich, viele Anker von geringem Durchmesser zu wählen. Soll die Ankerbeanspruchung 800 kg/cm² nicht überschreiten, dann dürfen keine schwächeren Anker als solche von $1\frac{1}{4}''\,\varnothing$ gewählt werden, weil diese bereits bei 4 t Anspannung mit

$$\sigma = \frac{4000}{5{,}77} = 693 \text{ kg/cm}^2$$

beansprucht werden.

Im Nachfolgenden sollen die Formeln zur Berechnung von Fußplatten und Zugankern unter Berücksichtigung der Ankervorspannung entwickelt werden. Hierbei gelten folgende Bezeichnungen: P = Säulendruck auf die Fußplatte, M = Moment der Säulenkräfte in bezug auf Säulenmitte und Unterkante Fußplatte, f bzw. f′ = Schaftquerschnitt und f_0 bzw. f_0' = Kernquerschnitt eines einzelnen Zug- bzw. Druckankers, ν bzw. ν′ die Anzahl der Zug- bzw. Druckanker, so daß $\nu f = F$ bzw. $\nu' f' = F'$ die Gesamtquerschnitte der Zug- bzw. Druckeiseneinlagen. $Q \backsim 4$ t = Ankervorspannung, $n = E_e : E_b \backsim 10 \div 15$ das Elastizitätsverhältnis zwischen Anker- und Fundamentmaterial. a = Abstand der Zuganker von der Plattenkante, H = ganze Plattenlänge, $h = H - a$ = nutzbare Plattenlänge, B = Plattenbreite und x = Entfernung der Nullinie von der Druckkante der Platte.

Bei der Berechnung wird die Ankervorspannung zu den äußeren Lasten gerechnet. Der Gesamtdruck der Säule ist

$$R = P + (\nu + \nu')\,Q.$$

Die in der Rechnung mit Z bezeichneten Ankerzüge sind nur Zusatzkräfte, welche zusammen mit den Vorspannungen Q die Gesamtankerkräfte ergeben. Ebenso bedeuten die Ankerbeanspruchungen σ_e nur die durch Z hervorgerufenen zusätzlichen Beanspruchungen der Anker in den Schaftquerschnitten. Die maßgebende Gesamtbeanspruchung im Kernquerschnitt eines Zugankers ist also:

$$k = \frac{\frac{Z}{\nu} + Q}{f_0} = \frac{\sigma_e f + Q}{f_0} \quad \ldots\ldots\ldots (1$$

Um einfache Formeln zu erhalten, empfiehlt es sich, die Kraftwirkung der Druckanker näherungsweise durch eine entsprechende, gedachte Plattenverbreiterung zu berücksichtigen. Die Spannung in den Druckankern ist $\sigma_k = n\sigma_b \frac{x - a}{x}$.

Der Gesamtinhalt des Druckspannungskörpers ist damit

$$D = \sigma_b \frac{B\,x}{2} + \sigma_b (n-1) \frac{x-a}{x} F'.$$

Bedeutet nun b die in Rechnung einzuführende gedachte Plattenbreite, dann ist auch

$$D = \frac{b\,x}{2} \sigma_b.$$

Mithin ergibt sich:

$$b = B + 2\,(n-1) \frac{x-a}{x} F'$$

oder, da für die Zwecke der Abmessungsermittlung hinreichend genau $x - a \backsim {}^3/_4 x$ gesetzt werden kann:

$$b \backsim B + \frac{1{,}5\,(n-1)\,F'}{x} \quad \ldots\ldots\ldots (2$$

Ist x noch unbekannt, so genügt es in der Regel, diese Strecke roh zu schätzen, denn das Zusatzglied ist meist als klein gegenüber B anzusehen.

I. Bemessung der Platten und Anker.

A. Die Fußplatte ist zur Säulenachse symmetrisch.

1. Gewählt sind: n, ν, ν′, f, f′, σ_e, σ_b und a.

Der Gesamtdruck der Säule auf das Fundament unter Berücksichtigung der Ankervorspannung ist

$$R = P + (\nu + \nu')\,Q.$$

Der Hebelarm dieser Kraft berechnet sich aus

$$R\,r = M - (\nu - \nu')\,Q\,\frac{h-a}{2},$$

zu $$r = \frac{M}{R} - \frac{\nu - \nu'}{\nu + \nu' + P/Q} \cdot \frac{h-a}{2}$$

oder, wenn kurz gesetzt wird:

$$r_0 = \frac{M}{R} \quad \text{und} \quad \varphi = \frac{\nu - \nu'}{\nu + \nu' + P/Q},$$

$$r = r_0 - \varphi \frac{h-a}{2}$$

Durch die Annahme von σ_e und σ_b ist das Verhältnis $\alpha = \frac{x}{h}$ gegeben. Es berechnet sich aus der Elastizitätsbedingung:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{n\,h\,(1-\alpha)}{h\,\alpha}$$

zu $$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_e}{n\,\sigma_b}}$$

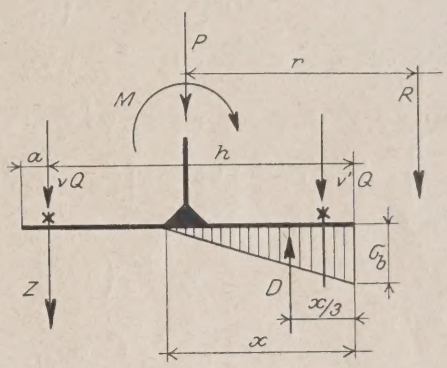


Abb. 3.

Die Ankerzugkraft ist $Z = \sigma_e \nu f$. Die Momentengleichung in bezug auf die Druckmittelkraft D lautet:

$$Z\,h\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = R\left(r_0 - \varphi\,\frac{h-a}{2} - \frac{h+a}{2} + \frac{\alpha\,h}{3}\right)$$

Hieraus wird nach kurzer Umformung

$$h = \frac{r_0 - a \cdot \frac{1-\varphi}{2}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)\left(1 - \frac{Z}{R}\right) - \frac{1-\varphi}{2}} \quad \ldots\ldots\ldots (3$$

Nachdem h bekannt ist, wird aus $D = \frac{\alpha \sigma_b}{2} \cdot b\,h = R + Z$:

$$b = \frac{R + Z}{\frac{\alpha\,\sigma_b}{2} h} \quad \ldots\ldots\ldots (4$$

Diese Gl. (3) und (4) eignen sich ganz besonders für die Größenermittlung von Fußplatten, da man einerseits die zulässigen Beanspruchungen voll ausnutzen und anderseits durch Änderung der Zahl und Stärke der Anker die Längen- und Breitenverhältnisse der Platten den praktischen Bedürfnissen in gewissen Grenzen anpassen kann. Zur Erleichterung der Rechnung sind am Schlusse einige Zahlentafeln angegeben. In Tafel I sind für die gebräuchlichsten Ankerstärken die Schaft- und Kernquerschnitte, die bei voller Ausnutzung der zulässigen Beanspruchung $k = 800$ kg/cm² zu wählenden Beanspruchungen σ_e sowohl für den Fall $Q = 0$, als auch für $Q = 4$ t und die hieraus sich ergebenden Zugkräfte Z_1 eines Ankers gegeben. Die Tafeln II und III enthalten für die in Tafel I angegebenen Spannungen σ_e und für Fundamentbeanspruchungen von 10 bis 25 kg/cm² die Werte von α, $1 - \frac{\alpha}{3}$, $\frac{\sigma_b\,\alpha}{2}$ und $\mu = \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \frac{\sigma_b\,\alpha}{2}$. Hierbei ist Tafel II für $n = 10$ und Tafel III für $n = 15$ berechnet.

Zahlenbeispiel: Gegeben: P = 28 t; M = 50 mt, ν = 2, ν′ = 1, Ankerstärke 2″ ⌀, also f = f′ = 20,27 cm². σ_b = 20 kg/cm², σ_e = 392 kg/cm² (nach Tafel I), n = 15, a = 15 cm.

$$R = 28 + 3 \cdot 4 = 40 \text{ t}; \quad r_0 = \frac{5000}{40} = 125 \text{ cm}; \quad \varphi = \frac{1}{3 + \frac{28}{4}} = 0{,}1$$

also $\frac{1-\varphi}{2} = 0{,}45$. Nach Zahlentafel I ist $Z = 2 \cdot 7{,}95 = 15{,}9$ t, nach Tafel III $1 - \frac{\alpha}{3} = 0{,}855$, $\frac{\sigma_b \alpha}{2} = 4{,}33$ und $\alpha = 0{,}433$.

$$h = \frac{125 - 15 \cdot 0{,}45}{0{,}855\left(1 + \frac{15{,}9}{40}\right) - 0{,}45} = 159 \text{ cm}, \quad H = 159 + 15 \sim 175 \text{ cm},$$

$$b = \frac{40\,000 + 15\,900}{4{,}33 \cdot 159} = 81{,}3 \text{ cm}; \quad B = 81{,}3 - \frac{1{,}5 \cdot 14 \cdot 20{,}27}{0{,}433 \cdot 159} \sim 75 \text{ cm}.$$

2. Gewählt sind: n, ν, ν′, σ_e, σ_b, a und B.

Die Bezeichnungen sind die gleichen wie vorher. Die Momentengleichung in bezug auf die Zugankerlage lautet:

$$D h \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = R\left(r + \frac{h-a}{2}\right)$$

oder mit

$$D = \frac{\alpha \sigma_b}{2} b h$$

und

$$r = r_0 - \varphi \frac{h-a}{2}:$$

$$\frac{\alpha \sigma_b}{2}\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) b h^2 = R\left[\left(r_0 - \frac{1-\varphi}{2} a\right) + \frac{1-\varphi}{2} h\right].$$

Setzt man der Kürze wegen

$$\mu = \frac{\alpha \sigma_b}{2}\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right),$$

dann erhält man

$$h^2 - h \frac{R}{b} \frac{\frac{1-\varphi}{2}}{\mu} - \frac{R}{b} \cdot \frac{\frac{1-\varphi}{2}}{\mu}\left(\frac{r_0}{\frac{1-\varphi}{2}} - a\right) = 0$$

woraus

$$h = \frac{R \frac{1-\varphi}{2}}{2 b \mu}\left[1 + \sqrt{1 + \frac{4 b \mu}{R \frac{1-\varphi}{2}\left(\frac{r_0}{\frac{1-\varphi}{2}} - a\right)}}\right] \quad \ldots \quad (5$$

der erforderliche Ankerquerschnitt berechnet sich aus Z = D − R oder $\nu f \sigma_e = \frac{\alpha \sigma_b}{2} b h - R$ zu

$$f = \frac{\frac{\sigma_b \alpha}{2} b h - R}{\nu \sigma_b} \quad \ldots \quad (6$$

Da bei der Annahme von Ankervorspannung σ_e in gewissen Grenzen von der Ankerstärke abhängt, muß diese zunächst geschätzt werden. Ergibt Gl. (6), daß die Wahl erheblich falsch war, dann muß die Rechnung mit einem verbesserten σ_e wiederholt werden.

Zahlenbeispiel. Gegeben: P = 50 t, M = 45 mt, n = 15, σ_b = 25 kg/cm², a = 10 cm, B = 60 cm, ν = ν′ = 2. Geschätzt wurden: Ankerstärke $1^1/_2$″, also f = f′ = 11,4 cm² und x ∼ 87 cm. Nach Tafel I ist σ_e = 238 kg/cm². R = 50 + 4·4 = 66 t. $r_0 = \frac{4500}{68} = 68{,}2$ cm;

$$b = 60 + \frac{1{,}5 \cdot 14 \cdot 22{,}8}{87} \sim 65{,}5 \text{ cm}.$$

Nach Tafel III ist: μ = 6,09 und $\frac{\sigma_b \alpha}{2} = 7{,}65$. Mithin:

$$h = \frac{66\,000 \cdot 0{,}5}{2 \cdot 65{,}5 \cdot 6{,}09}\left[1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot 65{,}5 \cdot 6{,}09}{66\,000 \cdot 0{,}5}\left(\frac{68{,}2}{0{,}5} - 10\right)}\right] \sim 150 \text{ cm},$$

H = 160 cm.

$$f = \frac{7{,}65 \cdot 65{,}5 \cdot 150 - 66\,000}{2 \cdot 238} = 19{,}2 \text{ cm}^2.$$

Da dieses mehr als der angenommene Querschnitt ist, wird man entweder stärkere Anker wählen oder die Plattenlänge zur Verminderung der Beanspruchungen vergrößern.

Man erkennt bei der Anwendung der Gl. (5) und (6) sehr bald, daß sie sich weniger gut zur Berechnung der Fuß- und Ankerabmessungen eignen als Gl. (3) u. (4). Unangenehm ist auch noch, daß für verhältnismäßig kleine Momente die Gl. (6) sehr empfindlich wird gegen Ungenauigkeiten infolge der Schätzung von x bei Bestimmung von b.

B. Die Fußplatten werden wegen gegebener Zugankerlage einseitig.

1. Gewählt sind: n, ν, ν′, f, f′, σ_e, σ_b und a.

Da die Ankerlage eine feste ist, soll der einfacheren Rechnung wegen die Lage des Gesamtsäulendruckes R auf die Zugankerlage bezogen werden. Es wird

$$R \varrho = M + P e + \nu' Q (h - a),$$

woraus

$$\varrho = \frac{M + P e}{R} + \frac{\nu'}{\nu + \nu' + P/Q}(h - a)$$

oder, wenn

$$\frac{M + P e}{R} = \varrho_0$$

und

$$\frac{\nu'}{\nu + \nu' + P/Q} = \varphi',$$

$$\varrho = \varrho_0 + \varphi' (h - a).$$

Die Momentengleichung in bezug auf die Druckmittelkraft D lautet dann:

$$Z h \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = R\left[\varrho_0 + \varphi' h - \varphi' a - h\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)\right]$$

woraus

$$h = \frac{\varrho_0 - \varphi' a}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)\left(1 + \frac{Z}{R}\right) - \varphi'} \quad \ldots \quad (7$$

Diese Gleichung ist mit Gl. (3) sehr verwandt, wie der Vergleich zeigt. Zur Berechnung von b ist Gl. (4) unverändert zu benutzen. Es gelten hier genau die gleichen Bemerkungen wie zu Gl. (3) und (4).

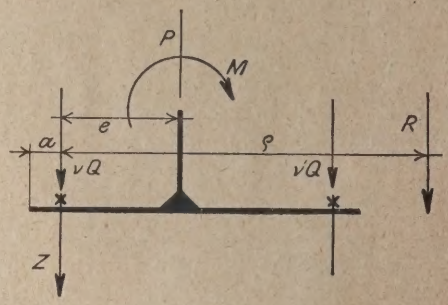


Abb. 4.

2. Gewählt sind: n, ν, ν′, σ_e, σ_b, a und B.

Die Momentengleichung in bezug auf die Zugankerlage,

$$\frac{\alpha \sigma_b}{2}\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) b h^2 = R\left[\varrho_0 + \varphi' (h - a)\right]$$

liefert:

$$h^2 - h \frac{R \varphi'}{\mu b} - \frac{R (\varrho_0 - \varphi' a)}{\mu b} = 0,$$

woraus

$$h = \frac{R \varphi'}{2 \mu b}\left[1 + \sqrt{1 + \frac{4 \mu b}{R \varphi'}\left(\frac{\varrho_0}{\varphi'} - a\right)}\right] \quad \ldots \quad (8$$

Für den Sonderfall, daß φ′ = 0, wird:

$$h = \sqrt{\frac{R \varrho_0}{\mu b}} \quad \ldots \quad (8a$$

Dies ist die von Janser („Der Eisenbau" 1912) angegebene Gleichung. Der erforderliche Ankerquerschnitt berechnet sich aus Gl. (6). Hier gelten auch wieder die zu den Gl. (5) u. (6) gegebenen Anmerkungen. Falls man, wie im Beispiel zu A 2, genötigt ist, die Fußplattenlänge zwecks Verminderung der Ankerbeanspruchung zu vergrößern, findet man die alsdann

notwendige Plattenbreite aus der hier angeschriebenen Momentengleichung zu:

$$b = R\,\frac{\varrho_0 + \varphi'(h-a)}{\mu\, h^2} \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (9B$$

Für den unter A 2 entwickelten Fall würde sich entsprechend bei bekanntem h ergeben:

$$b = R\,\frac{r_0 + \frac{1-\varphi}{2}(h-a)}{\mu\, h^2} \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (9A$$

Würde man im Beispiel zu A 2 statt der errechneten Höhe $h \sim 150$ jetzt $h = 175$ wählen, dann würde man nach Gl. (9A) erhalten:

$$b = 66\,000 \cdot \frac{82{,}2 + 0{,}5\,(175-10)}{6{,}09 \cdot 175^2} = 53{,}3 \text{ cm}$$

und $$f = \frac{7{,}65 \cdot 53{,}3 \cdot 175 - 66\,000}{2 \cdot 238} = 11{,}15 \text{ cm}^2,$$

was dem geschätzten Querschnitt entspricht. Mit $x = 0{,}612 \times 175 = 107$ cm wird die wirkliche Plattenbreite:

$$B = 53{,}3 - \frac{1{,}5 \cdot 14 \cdot 22{,}8}{107} \sim 50 \text{ cm}.$$

II. Die Ermittlung der Beanspruchungen.

Um die Beanspruchungen möglichst zutreffend zu berechnen, soll die Wirkung der Druckanker ordnungsgemäß eingeführt werden. Ferner soll im Folgenden an Stelle des unbekannten Abstandes x der Nullinie von der Plattenkante die Entfernung $y = x + c$ der Nullinie vom Kraftangriff gesetzt werden. Hierdurch wird die Gleichung zur Bestimmung der Nullinie wesentlich vereinfacht. Es ist also:

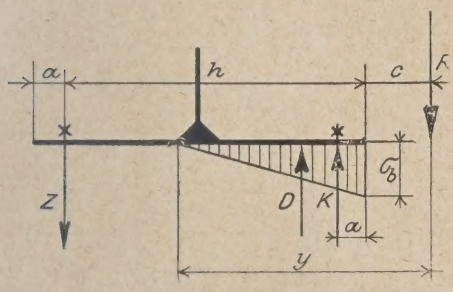


Abb. 5.

$$Z = n\nu f\left(\frac{h-y+c}{y-c}\right)\sigma_b, \quad K = (n-1)\nu' f'\left(\frac{y-c-a}{y-c}\right)\sigma_b$$

und $$D = \frac{B\,\sigma_b\,(y-c)}{2}.$$

Die Momentengleichung für diese Kräfte in bezug auf den Angriffspunkt der Kraft R lautet damit, wenn sogleich alle Glieder mit $\frac{y-c}{2}$ vervielfacht werden:

$$n\nu f(h+c)[(h+c)-y] - \frac{B(y-c)^2}{2}\left(\frac{y+2c}{3}\right) - (n-1)\nu' f'(a+c)[(a+c)-y] = 0$$

Durch Ausmultiplizieren und Zusammenfassen erhält man hieraus:

$$y^3 + y\left\{\frac{6}{B}[\nu n f(h+c) + (n-1)\nu' f'(a+c)] - 3c^2\right\} - \left\{\frac{6}{B}[n\nu f(h+c)^2 + (n-1)\nu' f'(a+c)^2] - 2c^3\right\} = 0 \quad (10$$

Aus dieser Gleichung kann y entweder mittelst der Cardanischen Formel oder durch Probieren ermittelt werden. Das hier folgend beschriebene Näherungsverfahren führt sehr rasch zum Ziele. Der Einfachheit wegen bezeichnen wir:

$$\frac{6}{B}[n\nu f(h+c) + (n-1)\nu' f'(a+c)] - 3c^2 = u$$

und $$\frac{6}{B}[n\nu f(h+c)^2 + (n-1)\nu' f'(a+c)^2] - 2c^3 = v,$$

sodaß $$y^3 + u\,y - v = 0 \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (10a$$

Diese Gleichung kann auch geschrieben werden:

$$y = \sqrt{\frac{v}{y} - u}$$

Schätzt man nun nach Gefühl einen Wert $y = y_0$, dann erhält man einen ersten Annäherungswert y' für y aus der Gleichung:

$$y' = \frac{y_0 + \sqrt{\frac{v}{y_0} - u}}{2} \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (11$$

Setzt man den so ermittelten ersten Annäherungswert y' an Stelle von y_0 in Gl. (11) ein, dann erhält man den zweiten, meist schon sehr genauen Näherungswert y'' usw. In dem weiter unten durchgerechneten Zahlenbeispiel ist die Brauchbarkeit des Näherungsverfahrens ausführlich dargelegt.

Ist y bekannt, dann findet man die Kantenpressung σ_b aus der auf die Zugankerlage bezogenen Momentengleichung:

$$\frac{B\,\sigma_b\,(y-c)}{2}\left(h - \frac{y-c}{3}\right) + (n-1)\nu' f'\left(1 - \frac{a}{y-c}\right)\sigma_b(h-a) = R(h+c)$$

$$\text{zu } \sigma_b = \frac{R(h+c)}{\frac{B}{2}(y-c)\left(h - \frac{y-c}{3}\right) + (n-1)\nu' f'(h-a)\left(1 - \frac{a}{y-c}\right)} \quad (12$$

Die Zugankerspannung findet man, wenn σ_b bekannt ist, am schnellsten aus

$$\sigma_e = n\left(\frac{h}{y-c} - 1\right)\sigma_b \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (13$$

Hiermit ist auch $Z = \sigma_e\, \nu f$ bekannt. Die wirkliche Zugankerbeanspruchung berechnet sich nach Gl. (1).

Zahlenbeispiel: Es soll das im ersten Abschnitt dieses Aufsatzes gewählte Vergleichsbeispiel benutzt werden.

Fall 1: Die Zahl der Anker beträgt $\nu = 5, \nu' = 3$. Mithin: $R = 690 + 8 \cdot 4 = 722$ t und $M = 837 - 2 \cdot 4 \cdot 1{,}8 = 822{,}6$ mt. Es wird damit $c = \frac{822{,}6}{722} - 2 = -0{,}86$ m. Mit $n = 15$ und $f = f' = 45{,}6$ cm² wird: $n\nu f(h+c) = 15 \cdot 5 \cdot 45{,}6 \cdot 294 = 1\,005\,000$, $(n-1)\nu' f'(a+c) = 14 \cdot 3 \cdot 45{,}6\,(-66) = -126\,300$, also $u = \frac{6}{200}\,878\,700 - 3 \cdot 86^2 = 4173$ und $v = \frac{6}{200}(1\,005\,000 \cdot 294 + 126\,300 \cdot 66) + 2 \cdot 86^3 = 10\,386$.

$$y = \frac{y_0 + \sqrt{\frac{10\,386\,286}{y_0} - 4173}}{2}$$

Betrachtet man die Gleichung $y^3 + 4173\,y - 10\,386\,286 = 0$, so sieht man, daß man als ersten Schätzungswert $y_0 \sim \sqrt[3]{10\,000\,000} \sim 216$ cm annehmen kann. Wird dieser Wert eingesetzt, dann ergeben sich der Reihe nach folgende Näherungswerte: $y' = 212{,}77$ cm, $y'' = 212{,}03$ cm, $y''' = 211{,}86$ cm. $y^{IV} = 211{,}82$ cm. Sie sind absichtlich bis auf 5 Stellen genau berechnet, um den Grad der Annäherung genauer feststellen zu können. Im allgemeinen sind die Annäherungswerte sehr bequem und schnell mittelst des Rechenschiebers hinreichend genau zu bestimmen.

$$\sigma_b = \frac{722 \cdot 294 \cdot 1000}{\frac{200}{2} \cdot 297{,}8\,(380 - 99{,}3) + 14 \cdot 3 \cdot 45{,}6 \cdot 360\left(1 - \frac{20}{297{,}8}\right)} = 23{,}6 \text{ kg/cm}^2.$$

Da der Wert von σ_e hier nicht interessiert, soll gleich Fall II behandelt werden.

Fall II: $R = 240 + 32 = 272$ t. $M = 682 - 14{,}4 = 667{,}6$ mt, also $c = \frac{667{,}6}{272} - 2 = +0{,}455$ m; $n\nu f(h+c) = 15 \cdot 5 \cdot 45{,}6 \cdot 425{,}5 = 1\,454\,000$ $(n-1)\nu' f'(a+c) = 14 \cdot 3 \cdot 45{,}6 \cdot 65{,}5 = 125\,300$, also $u = \frac{6}{200}\,1\,579\,300 - 3 \cdot 45{,}5^2 = 45\,309$.

$$v = \frac{6}{200}\left(1\,454\,000 \cdot 425{,}5 + 125\,300 \cdot 65{,}5\right) - 2 \cdot 45{,}5^3 = 18\,582\,600$$

$$y = \frac{y_0 + \sqrt{\frac{18\,582\,600}{y} - 45\,309}}{2},$$

$y_0 \backsim 200$ cm, $y' = 209{,}09$ cm; $y'' = 208{,}90$ cm, $y''' = 208{,}906$ cm.

Wenn hier auch y_0 sehr gut geschätzt wurde, so zeigt eine kurze Rechnung, daß selbst bei groben Schätzungsfehlern noch gute Annäherungen entstehen. Wäre z. B. $y_0 = 300$ cm, dann wäre $y' = 214$ cm, $y'' = 209$ cm. Man wird stets finden, daß die Annäherung bei positivem c eine bessere ist als bei negativem c.

Da im vorliegenden Falle nicht die Kantenpressung σ_b, sondern die Ankerbeanspruchung interessiert, ist es einfacher, den Ankerzug Z unmittelbar aus der Momentengleichung in bezug auf die Lage der Druckmittelkraft D zu bestimmen. Es ist

$$Z\left(h - \frac{y-c}{3}\right) + K\left(\frac{y-c}{3} - a\right) = R\left(c + \frac{y-c}{3}\right)$$

oder

$$Z\left(h - \frac{y-c}{3}\right) + (n-1)\,v'\,f'\left(1 - \frac{a}{y-c}\right)\left(\frac{y-c}{3} - a\right) = R\left(c + \frac{y-c}{3}\right)$$

woraus

$$Z = \frac{R\left(c + \frac{y-c}{3}\right) - (n-1)\,v'\,f'\left(1 - \frac{a}{y-c}\right)\left(\frac{y-c}{3} - a\right)}{h - \frac{y-c}{3}} \qquad (14$$

$$Z = \frac{272\,000 \cdot 99{,}97 - 14 \cdot 3 \cdot 45{,}6\left(1 - \frac{20}{163{,}4}\right)34{,}47}{380 - 54{,}47} = 83\,400 \text{ kg}.$$

Die Ankerbeanspruchung ist dann nach Gl. (1):

$$k = \frac{\frac{83\,400}{5} + 4000}{35{,}15} = 586 \text{ kg/cm}^2.$$

Nachstehend sind zur Erleichterung der Platten- und Ankerbemessung einige Tabellen angegeben.

Tabelle I:

Anker-Ø″	Schaft-quer-schnitt f	Kern-quer-schnitt f_0	für Q = 0, k = 800 kg/cm² σ_e	für Q = 0, k = 800 kg/cm² Z, t	für Q = 4 t, k = 800 kg/cm² σ_e	für Q = 4 t, k = 800 kg/cm² Z
3/4	2,85	1,96	550	1,57	—	—
1	5,07	3,57	563	2,86	—	—
1 1/4	7,94	5,77	581	4,61	77	0,61
1 1/2	11,40	8,39	589	6,71	238	2,71
1 3/4	15,55	11,31	587	9,05	325	5,05
2	20,27	14,91	589	11,95	392	7,95
2 1/4	25,70	18,87	587	15,10	432	11,10
2 1/2	31,67	24,08	608	19,26	482	15,26
2 3/4	38,38	28,80	600	23,05	497	19,05
3	45,60	35,15	618	28,12	530	24,12
		i. M.	590			

Die in den nachstehenden Tabellen II und III obenanstehenden Zahlen 10, 15, 20 und 25 sind die Kantenspannungen σ_b.

Tabelle II für n = 10:

Ø	σ_e	α 10	α 15	α 20	α 25	$1-\frac{\alpha}{3}$ 10	$1-\frac{\alpha}{3}$ 15	$1-\frac{\alpha}{3}$ 20	$1-\frac{\alpha}{3}$ 25	$\frac{\sigma_b\,\alpha}{2}$ 10	$\frac{\sigma_b\,\alpha}{2}$ 15	$\frac{\sigma_b\,\alpha}{2}$ 20	$\frac{\sigma_b\,\alpha}{2}$ 25	$\mu = \frac{\sigma_b\,\alpha}{2}\left(1-\frac{\alpha}{3}\right)$ 10	15	20	25
1 1/4	77	0,565	0,661	0,722	0,765	0,812	0,780	0,759	0,745	2,825	4,95	7,22	9,56	2,29	3,86	5,48	7,12
1 1/2	238	0,296	0,387	0,457	0,512	0,901	0,871	0,848	0,829	1,48	2,90	4,57	6,40	1,335	2,53	3,88	5,31
1 3/4	325	0,236	0,316	0,381	0,435	0,921	0,895	0,873	0,855	1,18	2,37	3,81	5,44	1,09	2,12	3,32	4,65
2	392	0,204	0,277	0,338	0,390	0,932	0,908	0,887	0,870	1,02	2,08	3,38	4,87	0,951	1,89	3,00	4,24
2 1/4	432	0,188	0,258	0,317	0,367	0,937	0,914	0,894	0,878	0,94	1,94	3,17	4,58	0,881	1,775	2,84	4,02
2 1/2	482	0,172	0,238	0,294	0,342	0,943	0,921	0,902	0,886	0,86	1,79	2,94	4,27	0,811	1,65	2,65	3,78
2 3/4	497	0,168	0,234	0,289	0,337	0,944	0,922	0,903	0,888	0,84	1,76	2,89	4,21	0,793	1,62	2,61	3,74
3	530	0,159	0,221	0,275	0,321	0,947	0,926	0,908	0,893	0,795	1,66	2,75	4,01	0,752	1,54	2,50	3,58
—	590	0,145	0,203	0,254	0,298	0,952	0,932	0,915	0,901	0,725	1,520	2,540	3,720	0,689	1,417	2,320	3,350

Tabelle III für n = 15:

Ø	σ_e	α 10	α 15	α 20	α 25	$1-\frac{\alpha}{3}$ 10	$1-\frac{\alpha}{3}$ 15	$1-\frac{\alpha}{3}$ 20	$1-\frac{\alpha}{3}$ 25	$\frac{\sigma_b\,\alpha}{2}$ 10	$\frac{\sigma_b\,\alpha}{2}$ 15	$\frac{\sigma_b\,\alpha}{2}$ 20	$\frac{\sigma_b\,\alpha}{2}$ 25	$\mu = \frac{\sigma_b\,\alpha}{2}\left(1-\frac{\alpha}{3}\right)$ 10	15	20	25
1 1/4	77	0,661	0,746	0,796	0,830	0,780	0,751	0,735	0,723	3,305	5,60	7,96	10,37	2,58	4,21	5,85	7,50
1 1/2	238	0,387	0,486	0,558	0,612	0,871	0,838	0,814	0,796	1,935	3,64	5,58	7,65	1,69	3,05	4,54	6,09
1 3/4	325	0,316	0,409	0,480	0,536	0,894	0,863	0,840	0,821	1,58	3,07	4,80	6,70	1,41	2,65	4,03	5,50
2	392	0,277	0,365	0,433	0,489	0,908	0,878	0,855	0,837	1,385	2,74	4,33	6,12	1,26	2,41	3,70	5,12
2 1/4	432	0,258	0,343	0,410	0,466	0,914	0,886	0,863	0,845	1,29	2,57	4,10	5,83	1,18	2,28	3,54	4,93
2 1/2	482	0,238	0,319	0,384	0,438	0,921	0,894	0,872	0,854	1,19	2,39	3,84	5,48	1,10	2,14	3,35	4,68
2 3/4	497	0,232	0,312	0,376	0,430	0,923	0,896	0,875	0,857	1,16	2,34	3,76	5,37	1,07	2,10	3,29	4,60
3	530	0,221	0,298	0,362	0,415	0,926	0,901	0,879	0,862	1,105	2,24	3,62	5,19	1,125	2,02	3,18	4,48
—	590	0,203	0,276	0,337	0,390	0,932	0,908	0,888	0,870	1,015	2,07	3,37	4,88	0,946	1,82	3,00	4,25

VORSCHLÄGE FÜR DIE ENGLISCH-AMERIKANISCHEN REGELQUERSCHNITTE.

Nach „Iron Age", 1. Juli 1920.

Die Vorarbeiten für den Schiffbau im größten Maßstabe, der während des Krieges in Amerika entstand, zeigten die Überlegenheit der englischen Träger und ⊏-Eisen über die amerikanischen. Es wurde deshalb beschlossen, die Walzen baldmöglichst auf die englischen Querschnitte umzuarbeiten. Da aber gleichzeitig in England Bemühungen im Gange waren, neue Träger- und ⊏-Eisen-Reihen aufzustellen, wurde vom Verband der amerikanischen Stahlwerke und dem amerikanischen Normenausschuß beschlossen, zusammen mit dem englischen Normenausschuß eine gemeinsame Reihe von Regelquerschnitten aufzustellen. Bei der überragenden Bedeutung, die der englisch-amerikanische Schiffbau heute

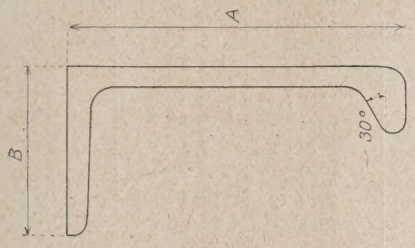


Abb. 1. Regelquerschnitt der Wulstwinkel.

mehr denn je hat, ist es für uns von Bedeutung, diese Bestrebungen dauernd zu verfolgen und bei der im Gange befindlichen Umarbeitung unserer Regelquerschnitte zu berücksichtigen. Es werden daher hiermit die von dem amerikanischen Ausschuß der beteiligten Verbände vorgeschlagenen Träger- und ⊏-Eisen-Reihen mitgeteilt. Die englischen Gegenvorschläge werden wohl nicht lange auf sich warten lassen.

Die Querschnitte werden bezeichnet mit ihrer Hauptabmessung in Zollen und ihrem Gewicht für den Fuß.

Die Stärken sind veränderlich, und zwar in Stufen von 1 mm für Dicken unter 15,2 und in Stufen von 2 mm für größere Dicken.

Die Winkeleisenreihe umfaßt gleichschenklige Winkel bis zu 228, 6 mm Schenkellänge und ungleichschenklige Winkel 203,2 × 101,6; 228,6 × 101,6; 254,0 × 101,6, die bisher in Amerika nicht gewalzt wurden.

Für Wulstwinkel wird die in Abb. 1 gezeichnete Regelform vorgeschlagen; die Größen sind nicht mit angegeben. Für die ⊥- und ⊏-Eisen-Querschnitte sind in den Zahlentafeln die Abmessungen und statischen Werte gegeben. Die Flanschneigung der ⊏-Eisen beträgt 5^0, also 1:11,4, für die Träger beträgt sie 8^0, also etwa 1:7.

Die Zahl der Träger ist erheblich kleiner als bei uns; es sollen wohl, wie bisher in Amerika üblich, durch Dickenwachstum weitere Abstufungen eingeschaltet werden. Die Höhe der Träger reicht nur wenig über unser N. P. 60 hinaus, dessen Widerstandsmoment wird trotzdem nicht erreicht. Die durch den Wert $\frac{W}{F}$ gekennzeichnete Wirtschaftlichkeit des Querschnittes unterscheidet sich kaum von der unserer Normalprofilreihe. Bei den ⊏-Eisen ist dagegen eine erheblich größere Zahl von Querschnitten vorgesehen, da von 6" bis 12" mindestens 2 Regelquerschnitte für jede Höhenstufe vorgeschlagen werden. Die Reihe reicht auch erheblich über unsre Reihe hinaus und hat für den 406 mm hohen größten Querschnitt reichlich die doppelte Tragfähigkeit unseres ⊏ N. P. 30. Die Wirtschaftlichkeit der ⊏-Eisen ist der deutschen Reihe gegenüber nur unerheblich besser.

Auf den klaren systematischen Aufbau der deutschen Reihen ist offenbar bewußt verzichtet worden, dagegen scheinen überwiegend Rücksichten auf die bequeme Herstellung und die Bedürfnisse des Schiffbaues maßgebend gewesen zu sein. Die Reihen sind aber in gleicher Weise wie unsere Normalprofile für den Schiffbau und für Eisenhoch- und Brückenbau bestimmt.

Zahlentafel I.

Vorschlag für englisch-amerikanische Regelträger.

Bezeichnung	Höhe mm	Flanschbreite mm	Stegstärke mm	Flanschstärke mm	Querschnitt cm^2	Gewicht f. d. m kg/m	Trägheitsmoment cm^4	Widerstandsmoment cm^3	$\frac{W}{F}$
3" I 6,7 lb	76,2	67,6	4,6	6,9	12,7	9,97	120	31	2,44
4" I 8,6 „	101,6	76,2	5,1	7,4	16,3	12,80	275	54	3,31
5" I 10,6 „	127,0	84,6	5,6	7,9	20,1	15,77	535	84	4,17
6" I 13,0 „	152,4	93,0	6,1	8,4	24,6	19,34	930	122	4,97
7" I 15,5 „	177,8	101,4	6,6	8,9	29,4	23,06	1 510	170	5,80
8" I 18,3 „	203,2	110,0	7,1	9,4	34,7	27,22	2 305	227	6,55
9" I 21,3 „	228,6	118,5	7,6	9,9	40,4	31,7	3 370	295	7,31
10" I 24,8 „	254,0	127,0	8,1	10,7	47,0	36,9	4 855	382	8,13
12" I 32,1 „	304,8	139,7	9,1	12,2	60,8	47,8	8 950	581	9,57
15" I 42,9 „	381,0	152,4	10,2	14,5	81,4	63,8	18 465	970	11,9
18" I 55 „	457,2	165,1	11,2	16,8	104,3	81,8	33 885	1482	19,2
21" I 67,8 „	533,4	177,8	11,9	19,1	128,5	100,9	56 840	2132	16,6
24" I 81,9 „	609,6	190,5	12,7	21,3	155,3	121,8	89 555	2938	18,9
27" I 97,1 „	685,8	203,2	13,4	23,6	184,1	144,5	134 240	3915	21,3

Zahlentafel II.

Vorschlag für die englisch-amerikanischen Regel-[-Eisen.

Bezeichnung	Höhe mm	Flanschbreite mm	Stegstärke mm	Flanschdicke mm	Querschnitt cm^2	Gewicht kg/m	Trägheitsmoment cm^4	Widerstandsmoment cm^3	$\frac{W}{F}$
3" [3,88lb	76,2	38,1	4,3	5,8	7,36	5,77	75	19,7	2,68
4" [6,1 „	101,6	50,8	4,8	6,9	11,56	9,08	183	36,0	3,11
5" [8,8 „	127,0	63,5	5,3	7,6	16,69	13,09	366	57,6	3,45
6" [9,8 „	152,6	63,5	5,6	8,9	18,59	14,57	666	87,0	4,69
6" [16,8 „	152,6	88,9	8,1	11,7	31,85	25,0	1 175	154,0	4,84
7" [11,7 „	177,8	69,9	5,8	8,9	22,18	17,41	1 080	121	5,47
7" [18,6 „	177,8	88,9	8,4	12,2	35,28	27,7	1 735	195	7,05
8" [12,9 „	203,2	69,9	6,1	9,0	24,46	19,2	1 525	150	6,15
8" [20,4 „	203,2	88,9	8,6	12,7	38,7	30,36	2 450	242	6,25
9" [15,5 „	228,6	76,2	6,6	9,9	29,4	23,07	2 300	201	6,85
9" [22,2 „	228,6	88,9	8,9	13,2	42,1	33,04	3 335	292	6,94
10" [17,6 „	254,0	76,2	7,1	10,7	33,4	26,20	3 150	248	7,44
10" [24,1 „	254,0	88,9	9,1	13,7	45,7	35,9	4 400	346	7,67
12" [23,8 „	304,8	88,9	8,1	12,2	45,1	35,4	6 125	402	8,90
12" [28,2 „	304,8	88,9	9,7	14,7	53,5	42,0	7 185	472	8,82
12" [31,5 „	304,8	101,6	10,2	15,2	59,8	46,9	8 230	540	9,04
13" [33,5 „	330,2	101,6	10,4	15,5	63,6	49,9	10 120	614	9,65
15" [37,0 „	381,0	101,6	10,7	15,8	70,2	55,1	14 960	760	10,81
18" [42,9 „	457,2	101,6	11,2	16,3	81,4	63,9	23 185	1141	14,01

Müllenhoff.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

1. Baustoffkunde.

Der Normenausschuß der deutschen Industrie. Beton u. Eisen 1920, Heft 15. 1 Seite. (Sonderheft Normenbl. f. Beton u. Eisenbeton.)

Entwürfe neuer Normblätter. Gruppe Beton- u. Eisenbetonbau (Kabelformstücke u. Abdeckplatten), Fassungsvermögen von Betonmischmaschinen, Bordschwellen und Bordsteine, Bürgersteigplatten. Beton u. Eisen 1920, Heft 15. Sonderheft: Normenblätter f. Beton u. Eisenbeton.

Die Eigenschaften von Portlandzementen mit hohem Magnesiagehalt. D. B. Ztg. 1920, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 13. Vermischtes.

Flüssige Betongemische für Eisenbeton. D. A. f. E., Heft 39, Besprechung durch Reg.-Bmstr. Amos, Hohendölzschen vor Dresden. Beton u. Eisen 1920, Heft 14, 2½ Seiten.

Maschinen zum Mischen von Beton. Kurze Mitt. nach The Engineer vom 27. 8. 1920 in Z. d. V. d. I. 1920, Nr. 39.

Das Schlackensteinwerk der Stadt Elberfeld. Von Stadtbaurat Koch. Bauwelt 1920, Heft 38, S. 495.

Hochofenschlackensteine. Kurze Mitteilung über eine neue rheinische Fabrik für solche Bausteine im Baumarkt 1920, Nr. 37, S. 666.

Der Mitoko-Block. Beschreibung des in Brandis bei Leipzig hergestellten porösen Großziegels. Baumarkt 1920, Nr. 40, S. 717.

Württembergischer Ölschiefer, ein Brennstoffspeicher Süddeutschlands. Von Dr.-Ing. Robert Mezger, Stuttgart. Mitt. a. d. Laboratorium des Gaswerks Stuttgart. Stahl u. Eisen 1920, Nr. 38, 5 Seiten. Nach Erörterung der Frage der Verwertung des Ölschiefers durch Groß-Gaserzeugung wird auch die seit Jahrzehnten geübte Kunststeinherstellung aus der Schlacke (zementlose Kunststeine) beschrieben.

Die Bedrohung des deutschen Waldes. D. B. Ztg. 1920, Beilage „Der Holzbau" Nr. 18 und 19.

Der saure Martinsofenbetrieb. Von Dr.-Ing. Karl Dornhecker. Stahl und Eisen 1920, Nr. 34, 35 36, 15 Seiten, 1 Tafel.

Statik und Festigkeitslehre.

Berechnung von Pfeilern aus Hartsteinen, Klinkern und Beton nach den neuen preußischen Bestimmungen über die Beanspruchung der Baustoffe vom 24. 12. 1919. Von Dipl.-Ing. O. Henkel, Magdeburg. D. B. Ztg., Mitt. f. Zement u. Beton 1920, Nr. 13. Berichtigung ebenda Nr. 14, S. 111.

Knickung und Biegung. Erläuternde Ergänzung der auf diese Frage bezüglichen Stelle in den Erläuterungen von Ellerbeck zu den preußischen Hochbaubelastungsvorschriften Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 69, S. 437 und 438. Von Reg.- u. Baurat Dr.-Ing. Ellerbeck.

Dimensionierung von hohen plattenbalkenförmigen Querschnitten mit Berücksichtigung der Druckspannungen im Stege. Von Dipl.-Ing. Franz Haumer i. Fa. Brandt, Berlin. D. B.-Ztg. 1920, Zementbeilage Nr. 14. Vgl. Hartschen, Bauing. 1920, Heft 7/8 und 15.

Verallgemeinerung des Mohrschen Satzes an der elastischen Linie. Von Dr.-Ing. Rud. Gärtner, Bremen. Zentralbl. d. Bauverw. 1920, Nr. 74, S. 466 u. 467.

Über die Spannungsverteilung einer gleichmäßig belasteten Kugelschale. Von Friedr. Willheim, Ing., Gilgenburg. Z. f. Arch. u. Ingenieurwes. 1920, Heft 4, 7½ Seite.

Versuche mit zweiseitig aufliegenden Eisenbetonplatten bei konzentrierter Belastung. Besprechung des Heftes 44 des D. A. f. E. in D. B.-Ztg. 1920, Zementbeilage Nr. 14 durch Fr. Eiselen. Vgl. hierzu Foerster, Bauing. 1920, Heft 19, S. 557.

Berichtigung zum Beitrag zur Berechnung von Stockwerkrahmen und sonstiger Rahmentragwerke von Dipl.-Ing. Traub, Neustadt a. d. Haardt. D. B.-Ztg. 1920, Zementbeilage Nr. 14, S. 111.

Die Wärmespannungen von Mauerkörpern, insbesondere von Stütz- und Staumauern. Von Prof. Dr.-Ing. Fr. Engesser, Geh. Oberbaurat, Karlsruhe. Zeitschrift f. Arch. u. Ingenieurwesen 1920, Heft 3. 7 Seiten.

Spannungsermittelung bei Eisenbetontragteilen beliebiger Querschnitte mit schrägem Lastangriff. Von Bauing. G. Hartschen, Oberdollendorf. Beton u. Eisen 1920, Nr. 14. Die Arbeit stellt eine Fortführung der Ableitungen Hartschens in Beton u. Eisen 1918, Heft 17/18 dar, die sich mit dem Plattenbalken befassen. Die Ermittelungen haben unseres Erachtens nur dann Bedeutung, wenn die Balkenträger tatsächlich freibeweglich durchbiegbar sind. Werden sie aber durch steife Verbindung mit dem Bauwerk an irgendwelchen seitlichen Durchbiegungen behindert, so liegen die Biegungsebene und die Nullinie ohne weiteres fest. Vgl. hierzu Kunze, Brückenbau 1918, Heft 24, 1919, Heft 1. Vgl. auch Beton u. Eisen 1920, Heft 14, S. 171.

Allgemeine Untersuchung von Holzbindern mit gegen die Wagerechte geneigtem Obergurt. Von Ing. Kurt Lerche, Berlin-Zehlendorf. 1 Seite in der D. B.-Ztg., Beilage „Holzbau" 1920, Nr. 18.

Ein- und mehrteilige Druckstäbe. Nach einem Vortrage auf der Statikertagung des Deutschen Holzbauvereins von Ing. Wilhelm Faust der A.-G. Christoph & Unmack in Niesky. D. B.-Ztg., Holzbeilage 1920, Nr. 15 u. 16, 3½ Seite.

„Schubfreie" Dreigelenk-Dachbinder. Von Dr.-Ing. Lewe, Priv.-Dozent, Berlin. D. B. Ztg. 1920, Holzbeilage, Nr. 17. Mitt. einer zweckverfehlenden Konstruktion. 2 Seiten mit Abb.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

Brückenverstärkung. Nach Engineering News Record 1920, 11. Heft, in Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 74 mit 3 Abb.

b) Hölzerne Brücken.

— — — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — — —

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Die Normalisierung der Betonhohlsteine. Von Oberbaurat Dr. Fr. Emperger. Beton u. Eisen 1920, Heft 7/8 und 15 mit 35 Abbildungen.

Dichtung eines Kellers mit rd. 1 m tiefer Sohle unter Grundwasser. Beton und Eisen 1920, Heft 14, Vermischtes (Reg.-Bmstr. Kropf).

Erfahrungen mit Lehmbau (günstige). Baumarkt 1920, Nr. 37, S. 665, sowie Baumarkt 1920, Nr. 39, Seite 697 (ungünstige).

Das Lehmschindeldach. Herstellung für jedermann gestattet. 1 Seite mit Abb. i. d. Bauwelt 1920, Heft 40, S. 520.

Gründungsarbeiten usw.

Eintreiben von Betonpfählen in harten Boden. Kurze Mitt. nach The Engineer, 20. 8. 1920, in Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 39.

Schutz der Druckluftarbeiter. Über die Verordnung des Reichsarbeitsministers vom 28. Juni 1920 findet sich ein Schriftsatz von 1 Spalte im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 69, S. 439 — 10.

Der Umbau der Landpfeiler der Stadtbahnbrücke über die Spree am Bahnhof Bellevue in Berlin. Von Reg.-Bmstr. Kuhnke, Berlin. 4 Seiten mit 16 Abb. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 73.

Wasserbau.

Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht und Wasserbewegung.

Versuche über die Kraft der Meereswellen. Kurze Mitt. nach The Engineer vom 20. 8. 20. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 39.

Betrachtung über Geschiebebewegung. ¾ Spalte in der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 80, S. 392 von J. Rapp, Baurat a. D. in Rosenheim.

Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

Der Ausbau der Emscher und ihrer Nebenbäche. Von Baudir. Helbing und Obering. v. Bülow. Mitteilung der Emschergenossenschaft in Essen. 5½ Seiten mit 11 Abb. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 76.

Verwendung von bewehrtem Beton zu Hafenbauten in Niederländisch-Indien. Referat nach Wouter Cool, De Ingenieur 1919, Nr. 8 im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 72. Besonders beachtenswert wegen der Sicherungsmaßnahmen gegenüber den Einflüssen von Seewasser.

Notstandsarbeiten am Mittellandkanal von Misberg bis Peine. Mit 3 Abb. im Tiefbau 1920, Nr. 78, 1½ Seiten.

Über den Bau des Marseille-Rhone-Schiffahrtskanals. Von Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Karl Haller, Langenau/Ulm. Mit 8 Abb. im Tiefbau 1920, Nr. 75 u. 76. Nach Annales des ponts et chaussées 1914.

Zur Geschichte der Kammerschleusen. 1 Spalte unter Vermischtes im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 72, von Geh. Baurat Düsing, Ahlbeck.

Flutschleuse. Von Dr.-Ing. und Dr. rer. pol. Karl Haller. Tiefbau 1920, Nr. 74, 2 Seiten, 2 Abb.

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Das modernisierte Schemelwehr. Von Ing. Friedr. Lorenz, Linz. 4 Seiten mit 12 Abb. in der Österr. Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst usw. 1920, Heft 6.

Die Wirkung von Ejektorenschützen. Von Reg.- u. Baurat H. Krey, Berlin. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 75, mit 2 Abb., 1½ Seite.

Die Ausnutzung der norwegischen Wasserkräfte. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 39. Kurzer Bericht S. 783.

Druckrohre aus Eisenbeton bei Wasserkraftanlagen. Von Ing. Leo Nagel, Wien. Beton u. Eisen 1920, Heft 14, mit 6 Abb.

Der Einfluß der Schiffsschleusungen auf die Wasserkraftanlagen an dem zu kanalisierenden Neckar. Die Schleusungsversuche am Wasserkraftwerk Poppenweiler. Von Oberbaurat Dr.-Ing. E. Maier und Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. K. Späth, Stuttgart. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 77, 5 Seiten, 7 Abb.

Über die Vorgänge in Stauanlagen bei Anwendung von Tagesspeicherung. Von Oberbaurat Dr.-Ing. E. Maier und Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. K. Späth in Stuttgart. 1. Versuch: Übergang von der großen auf die kleine Wassermenge und umgekehrt innerhalb 15 Minuten. 2. Versuch: Übergang von der großen auf die kleine Wassermenge und umgekehrt innerhalb 2 Stunden. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 69.

Anwendung von hölzernen Druckrohrleitungen in Norwegen. Kurzer Bericht mit 6 Abb. Zentralblatt d. Bauv. vom 28. 8. 1920.

Eine Druckrohrleitung aus Eisenbeton von 2,5 m Lichtweite und 55,14 m Druckhöhe. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zement u. Beton Nr. 13, Auszug aus der Schweiz. Bauzeitung vom 7. August 1920.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — — —

Straßenbau.

Zeitgemäßes Pflastermaterial. Nach einer Veröffentlichung von Geh. Baurat Graewell in der Zeitschrift „Der Steinbruch" im Baumarkt 1920, Nr. 36, S. 645 und 646, 3 Spalten.

Eisenbahnbau und -betrieb.

Riffelbildung auf Schienenlaufflächen. Organ f. d. Fortschritte des Eisenbahnwesens vom 15. 4. 1919 von F. Märtens. Untersuchungen im Laboratorium und Beobachtungen im Betriebe.

Eisenbetonschwellen. Kurzer Bericht über die Schwelle von O. E. Wetzer, Hersbruck, Bayern, im Baumarkt 1920, Nr. 37, S. 666.

Die neue Untergrundbahn in Madrid. Von Dr.-Ing. Willy Lesser in Berlin. Tiefbau 1920, Nr. 77. (Techn. Rundschau entnommen.)

Die Madrider Untergrundbahn. Von O. Jürgens im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 78, 2½ Seiten, 4 Abb.

Aus der Praxis einer Industriebahn. Von Stadtbaurat Kalbfus, Landau, Pfalz. Städtischer Tiefbau 1920, Heft 17 u. 18. Wirtschaftliches und Technisches.

Die Geschichte der bulgarischen Eisenbahnen. Von Dr.-Ing. Remy. Ztg. d. V. d. Eisenb.-Verw. 1920, Nr. 61 u. 62.

Elektrifizierung der österreichischen Staatsbahnen. 1 Seite Bericht über den Gesetzentwurf. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1920, Nr. 36/37, S. 246/247.

Gesetz über den Wortlaut der elektrischen Zugförderung auf den österreichischen Staatsbahnen. Ztg. d. Ver. deutscher Eisenb.-Verw. 1920, Nr. 60, S. 665/667. Mitteilung des Wortlautes der in der österreichischen Nationalversammlung vom Staatssekretär Dr. Pesta über das Gesetz gehaltenen Rede.

Ersparnisse im Eisenbahnbetriebe. Von Reg.- u. Baurat Leopold Sarrazin. 1. Rangieren mit Rangierwinden. 2. Beseitigung von Schrankenwärterposten. 1 Seite in der Ztg. d. Ver. d. Eisenb.-Verw. 1920, Nr. 62, S. 686/687.

Die Eisenbahnen Deutschlands im Rechnungsjahre 1920. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 75, 1½ Seite.

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

Bemerkenswerte Bauausführungen mit Einschluß der Kleinwohnungsbauten. Vortrag von Bmstr. Heinrich Sielken, Abt.-Vorstand der Fa. Paul Kossel & Co., Bremen. Beton u. Eisen 1920, Heft 12/13 und 14 mit 16 Abb.

Wasserturm der Reichsstickstoffwerke in Piesteritz bei Wittenberg. Nach dem Vortrag von Dipl.-Ing. Naumann (Obering. d. Fa. Windschild & Langelott, Dresden) auf der 23. Hauptvers. des D. B. V. 1920 in Berlin. D. B. Ztg., Mitt. f. Zement u. Beton, Nr. 11 und 13.

Umschnürte Betonsäulen mit Steinkernen. 1¼ Seite in D. B. Ztg., Zementbeilage (ohne Abb.). Nach einer Veröffentlichung Empergers in der Schweiz. B.-Ztg. vom 31. 7. und 7. 8. 1920.

Betonschornsteine aus zylindrischen Trommeln. Ausführung der Fa. W. Benzinger & Co., Schierstein a. Rh. D. B. Ztg., Mitt. f. Zement u. Beton 1920, Nr. 13, Vermischtes.

Entwurf zu einem 30-stöckigen Messeturm für die Leipziger Messe. Ebenda.

Entwurf zu einem Leipziger Messeturm. Von Dipl.-Ing. Haimovici u. Baurat Rich. Tschammer und Arno Caroli. Neudeutsche Bauzeitung 1920, Nr. 38/39, mit Abb., 2½ Seiten.

Druckrohre aus Eisenbeton bei Wasserkraftanlagen. Von Ing. Leo Nagel, Wien. Beton u. Eisen 1920, Heft 14, mit 6 Abb.

Eisenbeton-Schwimmkörper und ihre Verwendung bei Hafenbauten und Druckluftgründungen sowie im Schiffbau. Von Dipl.-Ing. W. Luft, Vorstandsmitgl. der A.-G. Dyckerhoff & Widmann u. Dipl.-Ing. Rüth, Priv.-Doz. a. d. Techn. Hochschule Darmstadt. D. B.-Ztg., Zementbeilage Nr. 1, 12 u. 14. Vgl. die Hauptveröffentlichung im Bauing. 1920, Nr. 16 und 17.

Verwendung von bewehrtem Beton zu Hafenbauten in Niederländisch-Indien. Referat nach Wouter Cool, De Ingenieur 1919, Nr. 8 im Z. d. Bauv. 1920, Nr. 72. Besonders beachtenswert wegen der Sicherungsmaßnahmen gegenüber den Einflüssen von Seewasser.

Eisenbau.

(Eisenbrücken siehe unter Brückenbau.)

Vorschläge zur künftigen Gestaltung der I-Eisen. Nachtrag. Von Dr.-Ing. Rich. Sonntag. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 36, S. 712, ½ Seite.

Holzbau.

Holzimprägnierung mit ölgelösten Chromverbindungen (Chromol) im Kesselverfahren. ½ Seite in D. B.-Ztg. 1920, Holzbeilage, Nr. 17 von Baurat Dr.-Ing. Nenning, Würzburg.

Die Holzkonservierung. Holzbau 1920, Nr. 13, 15 und 16.

Eine neue Knotenpunkt-Verbindung für hölzerne Dachbinder und Fachwerkträger. Von Ing. W. Johann in Blankenese. Holzbau 1920 (Beil. d. D. B.-Ztg.), Nr. 15, S. 58, mit zahlreichen Abbildungen.

Die Verwendung von Holz für die Bahnsteighallen des neuen Hbf. Stuttgart. Kurze Mitt. Holzbau 1920, Nr. 15.

„Schubfreie" Dreigelenk-Dachbinder. Von D.-Ing. Lewe, Privatdozent, Berlin. D. B.-Ztg. 1920, Holzbau, Nr. 17. Mitteilung einer zweckverfehlenden Konstruktion. 2 Seiten mit Abbildungen.

Allgemeine Untersuchung von Holzbindern mit gegen die Wagerechte geneigtem Obergurt. Von Ing. Kurt Lerche, Berlin-Zehlendorf. 1 Seite in D. B.-Ztg. 1920, Holzbau, Nr. 18.

Ein- und mehrteilige Druckstäbe. Nach einem Vortrage auf der Statikertagung des D. Holzbau-Vereins von Ing. Wilh. Faust der A.-G. Christoph & Unmack in Niesky. „Holzbau" 1920, Nr. 15 u. 16. 3½ Seiten.

Städtebau und Städtischer Tiefbau.

Der Zusammenhang von Wünschelrutenwirkung und geologischen Besonderheiten des Untergrundes. Bericht über eine Veröffentlichung von Dr. R. Ambronn, Göttingen, in „Glück auf" in der Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baud. usw. 1920, Heft 6, S. 273, ¾ Spalte.

Vierhändige Wünschelrute. Von A. Popp, Ing., Enschede, Holl. Zeitschr. f. Arch. u. Ingieurwesen 1920, Heft 7.

Explosionsgefahr in Faulkammern. Von Nöthling, Görlitz. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 71, S. 450.

Wasserversorgungsanlagen im bayrischen Juragebiet. Von H. Keller im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 70.

Wasserversorgungsanlagen in Yukatan. Aus einer alten Veröffentlichung über eine Reise vor 80 Jahren; Bauwerke aus indianischer Zeit. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 76. Bericht von H. Keller.

Der internationale Bebauungsplan-Wettbewerb für Groß-Zürich. Mitt. der Ergebnisse. Schw. B.-Ztg. vom 4. 7. 1920.

Ergebnisse des Wettbewerbes um einen Bebauungsplan für Zürich. Von Ing. Dr. Franz Musil, Baurat. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 36/37, 1½ Seite.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung. Sonstiges.

Der Ingenieur in Amerika und seine Stellung im öffentlichen Leben. Von Ing. Louis C. Marburg, New York. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 38.

Das Zusammenwirken von Wasserstraßen und Eisenbahnen. Von Prof. Dr.-Ing. Blum, Hannover. Vorgetragen auf der Gründungsversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen. 3 Seiten. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 39.

Geschäftsunkosten und Meisterverdienst. Z. d. Bauverw. 1920, Nr. 79 u. 80. Mit tabellarischen vergleichenden Berechnungen im Mauergewerbe. Von Magistratsbaurat Hans Winterstein in Charlottenburg.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Wanderversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 15.—18. September 1920 in München.

Die in der Zeit vom 15.—18. September 1920 in München abgehaltene Wanderversammlung des Deutschen Betonvereins hatte sich eines sehr guten Besuches zu erfreuen. Nicht nur die Mitglieder des Vereins waren zahlreich vertreten, sondern auch die Staats- und städtischen Behörden, die Technischen Hochschulen, Materialprüfungsanstalten sowie wissenschaftliche Vereine hatten aus ganz Deutschland technische Vertreter entsandt, so daß wohl etwa 250 Personen an der Versammlung teilnahmen.

Die Veranstaltungen wurden am 15. September abends eröffnet durch einen Begrüßungsabend im Kaufmannskasino im Hotel „Vier Jahreszeiten", der in echt Münchener Gemütlichkeit abwechlungsreich und anregend verlief.

Am 16. September vormittags 9 Uhr fand nach einem Rundgang durch die im Bau befindlichen Bergwerksanlagen des Deutschen Museums auf der Kohleninsel im Musiksaal des Deutschen Museums die Festversammlung statt. Nach einer Begrüßung der erschienenen Teilnehmer durch den Vorsitzenden des Vereins, Herrn Alfred Hüser, Obercassel (Siegkreis), und durch die Vertreter der bayerischen Staatsbehörden, der Stadt München und den Begründer des Deutschen Museums, Oscar von Miller, sprach zu nächst Herr Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Rümelin über „Die Mittlere Isar". Der Vortragende führte aus, daß die Wasserkraftanlage der Mittleren Isar im Jahre 1918, im Jahre des Zusammenbruchs nach dem Weltkrieg geboren worden sei. Während Deutschlands militärische Macht am Boden liegt und in anderen Ländern die Nachwehen des Krieges alle Verhältnisse durchzittern, werden überall, und zwar nicht nur in Deutschland und Österreich, die großen Wasserkraft- und Binnenschiffahrtsbauten angefangen, zu denen sich früher, in der Zeit des Glanzes, kein Entschluß aufraffen konnte. Von den Niederdruckwasserkräften, welche Bayern an Iller, Lech, Isar, Inn, Alz und Salzach, an der Donau, Main und sonst besitzt, sind zwei große Flußabschnittwerke zur selben Zeit begonnen worden, da Deutschland auf allen Fronten in wütender Selbstvernichtung seine Kriegsrüstung mit eigener Hand zerbrach.

Der Vortragende beantwortete in der Hauptsache die beiden Fragen:

1. Was ist die Mittlere Isar und
2. Welche Aufgaben stellt die Mittlere Isar dem Betonbau?

1. Was ist die Mittlere Isar? Sie ist ein Niederdruckanlage, an denen Bayern so reich ist. Ursprünglich eine G. m. b. H. von Krupp, Schuckert, den 4 großen bayerischen Banken und 2 Berliner Banken und der Stadt München ins Leben gerufen, dann beim Zusammenbruch dem Bayerischen Staat überlassen, befindet sich die „Mittlere Isar G. m. b. H." gegenwärtig in Liquidation. Das neue Unternehmen heißt „Staatlicher Ausbau der Mittleren Isar" und wird von einem Staatskommissar, Herrn Oberregierungsrat Krieger geleitet. Der Stellvertreter des Staatskommissars, Oberregierungsrat Dr. Kurzmann, ist zum staatlichen Geschäftsleiter bestellt.

Die Mittlere Isar ist eines der vielen Flußabschnittswerke, welche, wie Oberinn, Unterinn, Obere Donau, Untere Donau usw. die Wasserkraftabteilung des bayerischen Ministeriums des Innern 1907 zusammengefaßt hat, um einen vollständigen Ausbau seiner Wasserkräfte zu sichern.

Die Mittlere Isar ist kein Fluß-Staffelwerk, sondern ein Seitenkanalwerk. Hinter dem Wehr an einem und demselben Kanal sitzen die verschiedenen Kraftstufen. Der Kanal ist rd. 50 km lang. Bei km 16 sitzt das erste Werk mit 10, bei km 28 die 2. Stufe mit rd. 25, bei km 35 die 3. Stufe mit rd. 25 und bei km 43 die 4. Stufe mit rd. 20 m Fallhöhe. Dabei ist die Mittlere Isar eine Tandemanlage, kein Kettenwerk mit einzelnen selbständigen Stromquellen, sondern die Werke arbeiten mit gemeinsamer Dirigierung und Regelung. Die Mittlere Isar hat ihr Wehr in der Hirschau; als ihr weiteres Ende war ursprünglich eine Einmündung in den Oberkanal des Uppenbornwerkes geplant, neuerdings aber hat sich der Staatliche Ausbau der Mittleren Isar entschlossen, oberhalb des Wehres der Stadt München in die Isar einzumünden.

Die Mittlere Isar ist eine speicher- und spitzenfähige Niederdruckanlage für Wochen- und Jahresspeicherung und für die so wichtige Tagesspitzendeckung. Wasserkraftanlagen müssen bekanntlich mit zweierlei Tagesspitzen rechnen, den Spitzen des Wasserherkommens und den Spitzen des Energieverlangens. Für beide Fälle ist der See da, für den ersteren ist der Zubringer weiter gemacht als die übrigen Kanäle. Wegen der Speicherung nicht, dagegen wegen der Spitzendeckung gehört als Gegenstück zum Speichersee ein Ausgleichsweiher, welcher hinter der 4. Stufe eingelegt ist.

Die Mittlere Isar vermag also Spitzenstrom, und vor allem den wichtigsten Spitzenstrom, den Bahnstrom zu liefern. Der bei den genaueren Schürfungen in der Nähe der Isarlinie aufgefundene Moorletten hat noch eine Veränderung des ursprünglichen Projektes an seinem unteren Ende als zweckmäßig erscheinen lassen, nämlich das 20-metrige Werk Pfronbach an Stelle der beiden höchstens je 10-metrigen Werke Zustorf und Moosburg-Süd. Der Bahnstrom hat nicht nur die höchsten, sondern auch die unruhigsten Spitzen, und da ist das Zusammenarbeiten von 4 Werken besser als von 5, und eine größere Fallhöhe ist besser als zwei halb so große.

2. Welche Aufgaben stellt die Mittlere Isar dem Betonbau? Es sollen rd. 750 000 m³ Beton gemacht werden, wovon auf das Wehr rd. 40 000, auf die Krafthäuser etwa 150 000, auf die Weiherbauwerke 20 000 und auf besondere Bauten, worunter ich Brücken und Durchlässe verstehe, ebenfalls rd. 40 000 m³ entfallen. Die Abwasserbeseitigung- und Verwertungsanlagen verlangen ebenfalls rd. 100 000 m³. Wie sich die verschiedenen Betonmengen im einzelnen auf die Bauwerke verteilen, ist aus den an der Wand aushängenden Plänen ersichtlich. Eisenbeton kommt verhältnismäßig selten vor. Z. B. ist bei den Brücken grundsätzlich Eisenbeton vermieden, was mit den jetzigen Eisenpreisen seine Erklärung findet, denn nach Preisbasis August dieses Jahres z. B. kostete 1 m³ gewöhnlichen Betons rd. 200 M, während 1 m³ Eisenbeton auf rd. 1400 M zu stehen kam.

Besonders aufmerksam zu machen ist auf die Verwendung von Beton zur Kanaldichtung, hierfür sind 400 000 m³ vorgesehen. Wie die beiden Regelquerschnitte oben an der Wand aufweisen, ist eine verhältnismäßig dünne Lage von Beton, nämlich ungefähr 20 cm als dichtende Ausrüstung des Kanalquerschnittes auf Böschungen und Sohle vorgesehen. In der Sohle ist der Beton an denjenigen Losen der Mittleren Isar weggelassen und durch Lehm ersetzt, wo genügend guter Lehm in hinreichender Menge vorkommt. Ein noch ungeklärtes Problem ist die Ausbildung der oberen Partie, welche der Frostwirkung und Sonnenbestrahlung bei ziemlich wechselnden Wasserständen allenfalls auch Wind- und Wellenwirkung, ausgesetzt ist. Es ist noch nicht entschieden, ob hier in Räumen hergestellte Eisenbetonplatten von verhältnismäßig geringer Dicke besser sind, oder Pflaster aus Betonsteinen, oder an Ort und Stelle hergestellter Baustellenbeton.

Zum Schluß zählte der Vortragende die Lose auf, welche bis jetzt vergeben sind (I. Dyckerhoff & Widmann, II Tiefbau- und Eisenbeton-Gesellschaft, III und VII Stöhr & Bauwens, IV Schramm & Krauß, VIII Grün & Bilfinger) und erläuterte noch einige der aushängenden Pläne etwas näher, insbesondere die Probebetonstrecke im 2. Los, an welcher die zweckmäßigsten Mischungsverhältnisse von Zement, Traß und Kiessand für das Kanalpflaster unter Beratung des Obergutachters, Herrn Geheimrat Schmick und des Herrn Prof. Probst ausgeprobt werden sollen.

Hierauf sprach Herr Regierungsrat Freytag über den Ausbau der Walchenseewasserkräfte und erläuterte den Anwesenden durch Wort und Bild das, was sie am nächsten Tage in der Natur selbst sehen sollten.

Den letzten Vortrag hielt Herr Oberbaurat Dr.-Ing. Bosch, München, über den Bau des Deutschen Museums und ging dabei auch auf neuartige Erfahrungen ein, die mit dem Beton und Eisenbeton beim Bau dieses hervorragenden Werkes deutscher Technik gemacht worden waren.

An die Festversammlung schloß sich ein Rundgang durch das Deutsche Museum und ein gemeinsames Frühstück im Copernikussaal. Nach dem Mittagessen im „Bayerischen Hof" trafen sich die Teilnehmer am Sendlinger Torplatz zur Fahrt nach Thalkirchen zur Besichtigung des Südwerkes (Wasserkraftanlage der Stadt München). Diese Wasserkraftanlage wird zurzeit von der Dyckerhoff & Widmann A.-G. München ausgeführt. An die Besichtigung der interessanten Baustelle schloß sich ein Spaziergang durch den Zoologischen Garten, der in der Waldrestauration endigte. Am Abend fand in den herrlichen Räumen des Künstlerhauses am Lenbachplatz ein gemeinsames Essen statt, das die Teilnehmer lange Zeit in angeregtester Stimmung beisammenhielt.

Am Vormittag des 17. September brachte die Eisenbahn die Versammlungsteilnehmer nach Garmisch und von dort mit einzelnen Postautos über Kleis nach Krünn, und südlich von Krünn wurde das im Bau befindliche Isarwehr, das zur Zeit von der Firma Friedrich Buchner, Würzburg, ausgeführt wird, besichtigt. Die Fahrt ging von hier weiter zu der Baustelle der Firma Buchner am Sachensee, die gleichfalls besichtigt wurde. Nach der Fahrt bis Urfeld amWalchensee und einer Kaffeepause daselbst wurde das Einlaufbauwerk am Nordende des Walchensees, ausgeführt von der Firma Rudolf Wolle, Leipzig, besichtigt, und im Anschluß daran die Vorbereitungsarbeiten für den Bau des Wasserschlosses und für das Kraftwerk zwischen Walchensee und Kochelsee sowie die Baustelle der Firma Edwards & Hummel, München, die den Unterwasserkanal, den nördlichsten Teil der Bauausführungen zwischen Walchensee und Kochelsee auszuführen hat. Die Postautos brachten alsdann die Teilnehmer nach Kochel und von dort am Abend mit der Bahn nach München zurück.

Ein Ausflug nach der Fraueninsel im Chiemsee am 18. September beschloß die Wanderversammlung, die den Teilnehmern sehr viel technisch Interessantes geboten hat und manchem eine Anregung gegeben haben wird, sich näher mit den Wasserkraftanlagen zu beschäftigen, die aber auch die Anwesenden wieder einmal einen Blick tun ließ in die Naturschönheiten Oberbayerns und die Gastlichkeit der Stadt München von neuem allen Teilnehmern so recht lebhaft vor Augen führte.

W. P.

Zur Eisenbetonbalken-Fachwerkstheorie.

Zuschrift von B. Löser, Dresden.

Meine in Nr. 2 des „Bauingenieurs" abgedruckte Arbeit bezweckt die Darstellung der bemerkenswerten statischen Zusammenhänge, die sich aus der allgemein verwendeten Beziehung ergeben (vergl. Abb. 1).

$$Z_v = W_v \cdot \cos\varphi = b_o \cdot \cos\varphi \cdot \int \tau \cdot dl.$$

Nach dieser Ausgangsgleichung wird die in einem aufgebogenen Eisen tätige schiefe Zugkraft Z_v gewonnen, indem man die zur Wirkungslänge v des betrachteten Eisens gehörige Summe W_v aller Schubspannungen τ auf die Eisenrichtung projiziert. Die übrig bleibende zweite Komponente isteine Druckkraft, von der angenommen wird, daß sie vom Beton des Steges aufgenommen wird.

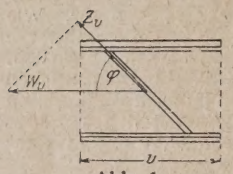


Abb. 1.

Diese allgemein gebräuchliche Grundgleichung zur Berechnungabgebogener Eisen wird u. a. benutzt von

1. Hager, Theorie des Eisenbetonbaues, 1916, S. 124.
2. Probst, Vorlesungen über Eisenbeton, S. 364.
3. M. Foerster, Grundzüge des Eisenbetonbaues, S. 213/215.
4. W. Gehler, Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916, S. 70—74.

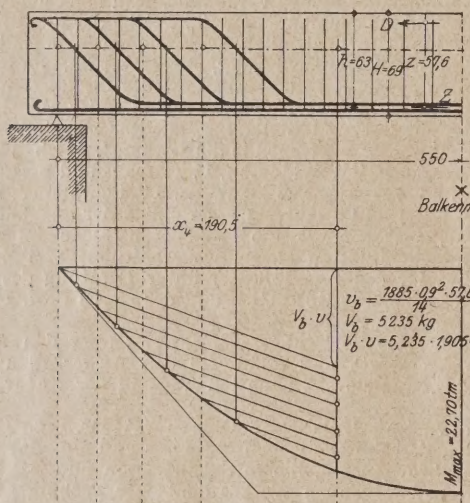


Abb. 2a.

Abb. 2b.

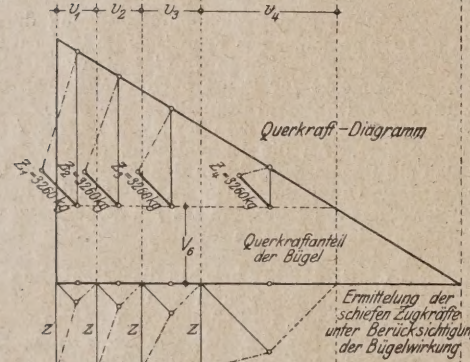


Abb. 2c.

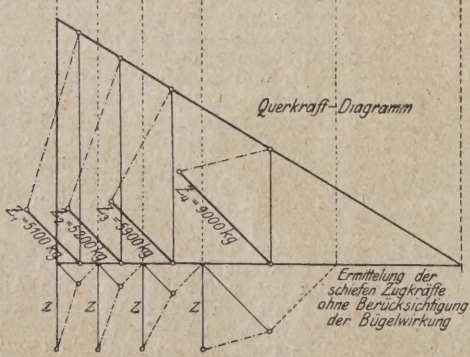


Abb. 2d.

Alle Werke, die die Verteilung der abgebogenen Eisen nach der bekannten Figur (29 a in Prof. Gehlers Erläuterungen, 1. Aufl., S. 72) vornehmen, bedienen sich des gleichen Grundgesetzes. Dieses Gesetz greift nun Herr Dr. Sonntag an, indem er die ihm zugrunde liegende Zerlegung der Kraft W_v als unzutreffend ablehnt. Da sich Herr Dr. Sonntags Einspruch gegen ein allgemein benutztes und anerkanntes Verfahren richtet, das nach Prof. Gehlers Erläuterungen auch von den geltenden deutschen Eisenbetonbestimmungen anerkannt ist, glaube ich auf die Verteidigung der angegriffenen Grundlage verzichten zu dürfen.

Die von Herrn Dr. Sonntag bemängelten Abb. 11 und 12 meines Artikels enthalten absichtlich beliebig gewählte Neigungswinkel, um zu zeigen, daß das mitgeteilte Verfahren nicht auf den Sonderfall $\varphi = 45°$ beschränkt ist.

Es interessiert nun, wie weit die allgemein übliche, auch von mir benutzte Methode von der „Fachwerktheorie" abweicht. Die grundsätzliche Verschiedenheit beider Auffassungen geht schon daraus hervor, das nach der Fachwerktheorie vertikale Zugstreben mit geneigten Druckstreben möglich wären und Gleichgewicht verbürgen, während nach der gebräuchlichen Methode Aufbiegungen unter 90° unwirksam werden wegen cos 90° = 0.

Nach der Fachwerktheorie sind also schräg abgebogene Eisen entbehrlich, was mit den Versuchserfahrungen im Widerspruch steht.

Beide Methoden sind — von Sonderfällen abgesehen — nicht in Übereinstimmung zu bringen. Man muß sich entscheiden, auf welche Grundlage man sich stellen will. Hält man die eine für richtig, so muß man die zweite als falsch ablehnen.

Meine Behauptung, daß die Fachwerktheorie auf die Ermittlung der schiefen Zugkräfte nicht angewendet werden darf, weil sie im allgemeinen zu unbrauchbaren Ergebnissen führt, soll an dem in Prof. Gehlers Erläuterungen, 1. Aufl., S. 72, enthaltenen Zahlenbeispiel erwiesen werden.

Unter Berücksichtigung der Bügel sind dort 4 unter = 45° aufgebogene Eisen so verteilt, daß sie gleich beansprucht sind. In Abb. 2a bis 2d wurde das Beispiel nach dem von mir angegebenen Verfahren behandelt. Es ergibt sich vollständige Übereinstimmung mit Prof. Gehlers Abb. 29.

Würde man ohne Veränderung der Eisenlage auf die Mitwirkung der Bügel verzichten, so sind die in den abgebogenen Eisen auftretenden Kräfte nach Abb. 2 d 5100, 5200, 5900, 9000 kg.

Es soll nun nachgeprüft werden, welche Größen die schiefen Zugkräfte nach der Fachwerktheorie annehmen.

In Abb. 3 a entsteht durch Einschalten der Druckstreben 10, 12, 14, 16 ein einfaches Strebenfachwerk, in dessen oberen Knoten die Lasten P_1, P_2 und P_3 tätig sind. Der zugehörige Kräfteplan ergibt für die Zugglieder eine Belastung von

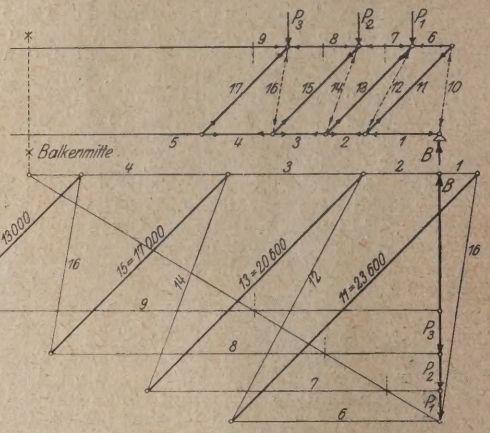


Abb. 3a.

$Z_{11} = 23\,600$ kg
$Z_{13} = 20\,600$ „
$Z_{15} = 17\,000$ „
$Z_{17} = 13\,000$ „

Abb. 3b.

Nach Schlüter: Abb. 4a und 4b.

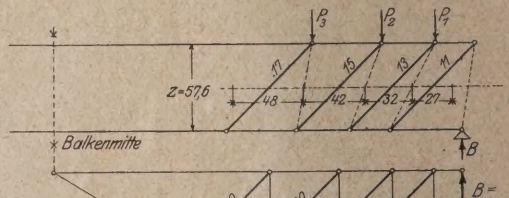


Abb. 4a.

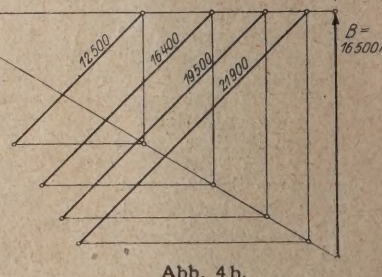


Abb. 4b.

$$Z_{11} = 21900 \cdot \frac{27}{57,6} = 10\,260 \text{ kg}$$

$$Z_{13} = 19500 \cdot \frac{32}{57,6} = 10\,820 \text{ „}$$

$$Z_{15} = 16400 \cdot \frac{42}{57,6} = 11\,960 \text{ „}$$

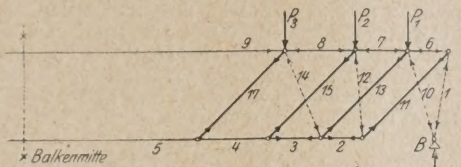
$$Z_{17} = 12500 \cdot \frac{48}{57,6} = 10\,400 \text{ „}$$

Behandelt man indessen das Fachwerk nach Schlüter, Abb. 4 a und 4 b, so sind die Zugkräfte

10 260, 10 820, 11 960, 10 400 kg.

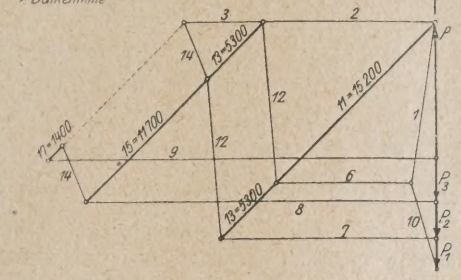
Nun kann man aber durch Einschalten der Druckstreben 1, 10, 12, 14 auch ein doppeltes Strebenfachwerk mit sich kreuzenden Wandgliedern bilden, Abb. 5 a. Der zugehörige Kräfteplan Abb. 5 b liefert für die schiefen Zugkräfte

Abb. 5a.



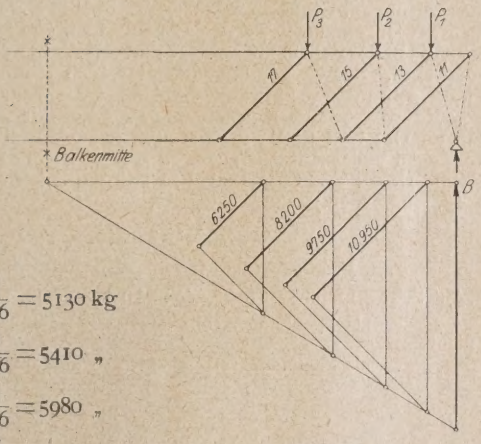
$Z_{11} = 15\,200$ kg
$Z_{13} = 5\,300$ „
$Z_{15} = 11\,700$ „
$Z_{17} = 1\,400$ „

Abb. 5b.



Nach Schlüter Abb. 6a und 6b.

Abb. 6a.



$$Z_{11} = 10950 \cdot \frac{27}{57{,}6} = 5130 \text{ kg}$$

$$Z_{13} = 9740 \cdot \frac{32}{57{,}6} = 5410 \text{ „}$$

$$Z_{15} = 8200 \cdot \frac{42}{57{,}6} = 5980 \text{ „}$$

$$Z_{17} = 6250 \cdot \frac{48}{57{,}6} = 5200 \text{ „}$$

Abb. 6b.

Nach Schlüter, Abb. 6 a und 6 b, ergeben sich die schiefen Zugkräfte unter gleichen Annahmen zu

5 130, 5 410, 5 980, 5 200 kg.

In der folgenden Zahlentafel sind die Ergebnisse zum besseren Vergleich tabellarisch zusammengestellt.

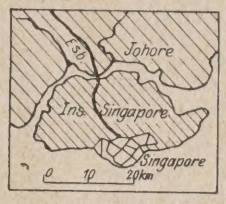
	Gebräuchliche Methode	Fachwerktheorie			
		Einfaches Strebenfachwerk		Doppeltes Strebenfachwerk	
		Kräfteplan	Nach Schlüter	Kräfteplan	Nach Schlüter
Eisen 11	5 001	23 600	10 260	15 200	5 130
Eisen 13	5 200	20 600	10 820	5 300	5 410
Eisen 15	5 900	17 000	11 960	11 700	5 980
Eisen 17	9 000	13 000	10 400	1 400	5 200

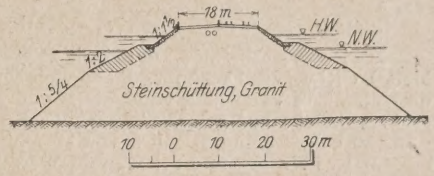
Der Vergleich der Ergebnisse zeigt:

1. Die gebräuchliche Methode zur Bestimmung der schiefen Zugkräfte
   — beruhend auf der Ausgangsgleichung $Z_v = b \cdot \cos\eta \int \tau \cdot dl$
   — steht in klaffendem Widerspruch zu der Fachwerktheorie.
2. Die Methoden von Schlüter (Fachwerktheorie) liefern Zugkräfte, die nicht mit den aus den Kräfteplänen gewonnenen Stabkräften übereinstimmen.
3. Es ist in das Belieben des Rechners gestellt, ob er ein „einfaches" oder ein „doppeltes" Fachwerk bilden will. Der Kräfteplan für das doppelte Fachwerk ergibt eine für unseren Fall ganz widernatürliche Lösung.
4. Die „Fachwerktheorie" ist nicht eindeutig und schon deshalb für das vorliegende Problem im allgemeinen unbrauchbar. Im Gegensatz hierzu liefert das gebräuchliche in meiner Arbeit ausgewertete Verfahren exakte und eindeutige Ergebnisse.

Fahrdamm durch die Meerenge zwischen der Insel Singapore und dem Festlande (Halbinsel Malakka).

Nachdem sich durch den Ausbau der malayschen Staatsbahnen in den letzten Jahren und deren Heranführung bis an die Südspitze von Malakka der Verkehr nach dem Hinterlande wesentlich gesteigert hatte, machte sich das Fehlen einer festen Verbindung zwischen der wichtigen Hafenstadt Singapore, die auf einer kleinen vorgelagerten Insel liegt, und dem Festlande (Malakka, Staat Johore) sehr störend bemerkbar. Die bestehende Dampfboot- und Fährenverbindung genügte nicht mehr. Der ursprüngliche Plan, eine Brücke über die nur etwa 1 km breite Meerenge zu bauen, mußte hauptsächlich der hohen Eisenkosten wegen fallen gelassen werden. Dafür entschied man





sich für einen festen Damm von 18 m oberer Breite, um eine zweigleisige Eisenbahn und eine 8 m breite Straße für Wagenverkehr zu überführen. Mit Rücksicht auf die große mittlere Wassertiefe von 13 m unter NW. wurde der gezeichnete Querschnitt gewählt. Der Damm wird aus Granitbruchsteinen und Steinschutt ohne jede Beigabe von Erde oder weichen Stoffen aufgeführt. Es sind etwa 1,6 Mill. cbm dafür erforderlich, die 20 km weit auf dem Seewege herangeschafft werden müssen.

Für die leichtere Schiffahrt wird eine Durchfahrt eingebaut. Da aber bei Ebbe und Flut eine ziemlich starke Strömung in dieser Öffnung zu erwarten ist, wählte man dafür eine auf Simplexpfähle zu gründende Zweikammerschleuse mit Toren für Oberwasser auf beiden Seiten. Die Eisenbahn und Straße werden gesondert auf elektrisch betriebenen Klappbrücken überführt.

Die Anlagen sind im Bau und werden voraussichtlich über 1 Mill. £, nach heutigem Geldstande über 150 Mill. Mark kosten. („The Engineer" v. 30. 4. 1920.) Gl.

Straßenpflasterung aus Kalksandsteinen.

In der „Tonind.-Ztg." 1920, Nr. 74 berichtet H. Jolig über die Erfahrungen, die in Brody (Galizien) mit Kalksandsteinpflasterungen gemacht worden sind. Im Jahre 1909 hat man in Brody eine Versuchsstrecke mit Kalksandsteinen hergestellt. Diese hatten das österreichische Normalziegelmaß 65 × 140 × 290 mm und eine Druckfestigkeit von 320 kg/qcm. In den Jahren 1909—1914 sind nach den ersten ermutigenden Versuchen jährlich 1 000 000 Kalksandsteine = rd. 20 000 qm versetzt worden. Im Frieden und besonders auch gegenüber den außerordentlich starken Beanspruchungen im Kriege — es gingen 1½ Jahre lang schwere Geschütze und sonstige Kriegsfahrzeuge über die Probestrecken — hat sich das Kalksandsteinpflaster nach den Angaben des Verfassers hervorragend gehalten.

Über die Herstellung der Steine wird mitgeteilt, daß gleichmäßig feiner, durchaus reiner Sand mit 11 vH Kalkzusatz verwendet worden ist.

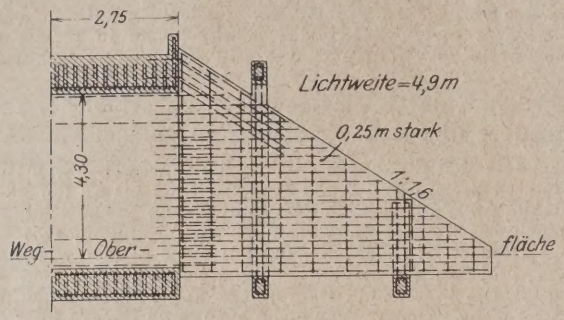
Auch die Fußwege sind mit Kalksandziegeln gepflastert worden. Diese sind im allgemeinen flach in Parkettmuster verlegt worden; bei außergewöhnlich schwerem Verkehr kommt auch hier eine Verlegung hochkant in Frage. Besonders angenehm wird die ständige Rauhigkeit der Oberfläche empfunden.

Die Steine der Fahrbahn wurden in offenen 5 mm weiten Fugen versetzt, die schließlich mit feinem Sande ausgefüllt wurden. Die in Wölbung angeordneten Steine stützen sich an den Seiten gegen eine anläufige Betonbordschwelle. Kze.

Amerikanische Bahn- und Wegunterführungen aus Eisenbeton.

Bei mehreren amerikanischen Eisenbahnen haben sich seit einigen Jahren Formen für Unterführungen aus Eisenbeton für Bahn und Wege eingebürgert, namentlich bei schlechtem Baugrunde, die in Deutschland wohl noch wenig zu sehen sind. Der Hauptteil des Bauwerks — Überbau, Widerlager und Gründung — bildet einen drei- oder vierseitigen Rahmen, entweder mit geschlossenen Flächen oder

in Rippen und Platte aufgelöst. Die Flügel sind dünne, kreuzweise armierte Platten, die als Kragarme hieran angehängt sind. Sie haben also keine eigentliche Gründung, besitzen aber zur Aufnahme des Erddrucks untere bzw. untere und obere Querverbindungen, die



mit entsprechenden Verstärkungsrippen in der Flügelwand wiederum Rahmen bilden. Die Flügel sind teils parallel, teils im Winkel zu den Widerlagern angesetzt. (Railway Age 1920/16). Gl.

Gittermetalle.

Die letzte Herbstmesse in Leipzig zeigte eine Neuheit in vergütetem Metall, Gittermetall genannt. Es handelt sich dabei um eine erfolgreich durchgeführte Vergütung von Metallen durch Einlagerung von Zusatzstoffen, welche auf gewöhnlichem Wege nicht in homogene Verbindung zu bringen sind, nämlich von Graphitkörperchen, was durch ein eigenartiges Wärme- und Preßverfahren erreicht worden ist. Das Metall preßt sich dabei um den eingelagerten Graphit herum, ohne ihn in seiner Form zu verändern. Die Graphitkörperchen werden wie durch ein Gitter festgehalten, weshalb die Bezeichnung „Gittermetall" gewählt ist.

Hierdurch ist eine homogene Verbindung des Metalles mit dem Graphit erreicht und ein neuer Baustoff in dem vergüteten Metalle gefunden, das sich vorzüglich als Lagermetall, insbesondere als Aluminiumlagermetall eignet. Die sozusagen in einer metallischen Fassung gehaltenen Graphitkörnchen nehmen das Öl leicht an und bilden ein geeignetes Schmierpolster, während das Metall die genügende Festigkeit des Lagers hergibt und sich infolge der stets durch die Graphitpolster erhaltene Politur der Welle nicht an die letztere anreiben kann. Das durch die Drehung angeschliffene Graphitkörnchen ändert seine Lage nicht, sondern liegt immer mit seiner Schleiffläche an den sich drehenden Teil an.

Die Versuche, die das Versuchsfeld für Maschinenelemente an der Technischen Hochschule zu Berlin-Charlottenburg damit angestellt hat, haben sehr beachtenswerte Resultate ergeben.

Die Aluminiumschale wurde mit einer Pressung von 15 kg/qcm bei 1,05 m/sk Gleitgeschwindigkeit belastet. Nachdem der Beharrungszustand mit Sicherheit erreicht war — mit 29° —, wurde der Schmierring festgehalten, so daß kein Öl mehr eingeführt wurde. Die Temperatur stieg langsam auf 36° und überschritt diese Grenze nicht mehr. Bei einer Bronzeschale, die aber nur mit 9,5 kg/qcm Pressung lief, stieg die Temperatur dagegen von 36° auf 48°, also trotz der geringeren Belastung weit höher. Der Reibungswiderstand stieg bei Aluminium von 1,5 Ampere auf 1,8, bei Bronze auf 2,3. Die zurückgebliebene dünne Ölhaut hielt bei der Aluminiumschale 1 Stunde vor, ohne daß irgendwelche Störungen auftraten. Der gleichmäßige Verlauf von Temperatur und Stromstärke läßt darauf schließen, daß das Lager noch viel länger ohne Ölzufuhr hätte laufen können.

Die graphithaltige Zinkschale hält eine Pressung von 48 kg/qcm aus, ohne irgendwie zu leiden. Die graphithaltige Aluminiumschale erträgt Pressungen bis zu 100 kg/qcm, ohne ihre glatte Fläche zu verlieren.

Das Gittermetall scheint allseitige Beachtung zu verdienen. Wenn Deutschland seinen Bedarf an Lagermetallen und in Bronzen aus Inlandsstoffen zu decken vermag, dann ist das ein volkswirtschaftlicher Erfolg von größter Tragweite. Aluminium können wir in großen Mengen selbst erzeugen, Graphit in größter Reinheit unter Ausnutzung elektrischer Energien aus Kohle. Macht uns das Gittermetall unabhänig von dem teuren Auslandsmaterial, so bedeutet es einen beachtenswerten Fortschritt und wird zu einem Baustein werden, der beim Wiederaufbau unserer Wirtschaft reichliche Verwendung finden wird.

Hölzerne Druckwasserleitungen in Norwegen.

Wie in Amerika ist man auch in Norwegen daran gegangen, die Druckwasserzubringerleitungen in Holz herzustellen. Die Rohre sind aus Prismenstäben zusammengesetzt, die im Querschnitte Kreisringsegmente darstellen. Bei 3 m l. W. sind z. B. 12 solche Prismen faßdaubenartig zusammengesetzt. Wandstärke in diesem Falle etwa 40 cm. Verwendet wird Tannen- oder Fichtenholz. Ausgeführt sind bereits 55 solcher Leitungen. Die größten Durchmesser sind 2,30 m. Leistungen von geringerem Durchmesser werden aus einzelnen 5 m langen Rohren hergestellt, die in der Fabrik angefertigt und mit Eisen schraubenförmig umwunden sind. Zur Verbindung der einzelnen Rohrschüsse dient eine ebenfalls schraubenförmig umwundene trommelartige Überschiebemuffe. Rohre größeren Durchmessers werden mit versetzten Daubenstößen an Ort und Stelle hergestellt. Die Rohrleitungen sollen sich in Norwegen volles Zutrauen erworben haben. Die Fabrikation erfolgt durch die Norsk Traerörkompani in Trondhjem. (Nach Schw. B.-Ztg. vom 28. Aug. 1920.) Kze.

Berichtigung.

Erfahrungen mit Holzkonstruktionen.

Auf Seite 513, linke Spalte, Zeile 10 von oben, muß es heißen:

„— — als Spannungsverbindungen [7]) ausgebildet",

und nicht

„— — als Spannungsverbindungen [17]) ausgebildet."

Dr. R. Sonntag.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN USW.

Staatlicher Eisenbetonwettbewerb in Holland.

Die holl. Staatsmijnen haben im August unter mehreren bedeutenden Betonfirmen einen Wettbewerb für die Erlangung der besten Entwürfe und Vorschläge für die Errichtung eines großen Verwaltungsgebäudes in Eisenbeton auf Grube „Maurits" ausgeschrieben. Den ersten Preis von 4000 Gulden erhielt die „Alg. Beton Compagnie" den Haag (Mitgründer Franz Schlüter, Dortmund) für den besten Entwurf sowohl in konstruktiver wie wirtschaftlicher Hinsicht und wurde auch dieser die Anfertigung sämtlicher Werkzeichnungen übertragen. B.

Die Elektrifizierung der Mont-Cenis-Linie

ist jetzt zu Ende geführt. Am 9. 9. 20 hat der erste elektrische Probezug die Linie durchlaufen.

Doktor-Ingenieure ehrenhalber.

Der Senat der Technischen Hochschule Dresden hat die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber auf einstimmigen Antrag der Bauingenieurabteilung verliehen:

1. Herrn Geheimen Hofrat Max Möller, Professor an der Technischen Hochschule Braunschweig, in Anerkennung seiner langjährigen erfolgreichen Lehrtätigkeit, seiner bedeutsamen Arbeiten auf den Gebieten des theoretischen und praktischen Wasserbaues sowie seines grundlegenden Wirkens auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues;
2. Herrn Regierungs- und Baurat Hans Detlef Krey, Leiter der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, in Anerkennung seiner als Leiter der Berliner Versuchsanstalt entfalteten hervorragenden Tätigkeit auf dem Gebiete des wasserbaulichen Versuchswesens;
3. Herrn Ministerialrat a. D. Eduard Faber, München, in Anerkennung seines grundlegenden Wirkens auf dem Gebiete des Fluß- und Kanalbaues und seiner außerordentlich fruchtbaren schriftstellerischen Tätigkeit. M. F.

— — — —

Anläßlich des Schiffahrts- und Wasserwirtschaftskongresses für das Stromgebiet Oberrhein, Donau und Neckar, der am 12. Oktober 1920 in Karlsruhe tagte, wurde folgenden um die Rheinschiffahrt und um die deutsche Wasserwirtschaft besonders verdienten Männern vom Senate der Technischen Hochschule Karlsruhe auf Antrag der Bauingenieur-Abteilung die Würde des Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen:

1. Emil Böhmler, Baurat und Direktor der Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim, dem trefflichen Konstrukteur in Anerkennung seiner ideenreichen und kühnen Entwürfe für den Ausbau der deutschen Wasserstraßen.
2. Rudolph Gelpke, Ingenieur und Nationalrat in Basel, dem unermüdlichen Förderer der Schiffahrt auf dem Rhein bis Basel und Vorkämpfer des Gedankens der Fortführung des Großschiffahrtsweges des Rheines zum Bodensee.
3. Karl Kupferschmid, Oberbaurat in Karlsruhe, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste, die er sich um die Ausgestaltung der badischen Wasserstraßen des Rheines und des Neckars erwarb.
4. George de Thierry, Geheimer Baurat und Professor des Wasserbaues an der Technischen Hochschule zu Charlottenburg, in Anerkennung der wertvollen Förderung, die er durch seine großzügigen Arbeiten über die deutschen Wasserstraßen dem deutschen Wirtschaftsleben erwiesen hat. E. P.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Mitgeteilt von Rechtsanwalt Dr. Weiß-Heidelberg.

Kündigungsrecht bei unwirtschaftlicher Nutzung eines Steinbruchs. (§ 581 BGB.)

Steht dem Verpächter eines Steinbruches vertragsmäßig bei einem schädigenden Gebrauch der Pachtsache durch den Pächter ein Kündigungsrecht zu, so braucht er nicht abzuwarten, bis sich wirklich ein endgültiger Schaden herausgestellt hat. Vielmehr hat der Pächter jederzeit eine vertragswidrige, unwirtschaftliche Nutzung bei Meidung sofortiger Kündigung zu unterlassen. Als eine solche unwirtschaftliche Nutzung stellt es sich dar, wenn der Pächter nur die besten, größeren Steine verwendet und die kleineren, auch gut verwendbaren, auf die Halde stürzt, wo sie rascher verwittern; um diese wird der bei sorglicher Nutzung aus dem Steinbruch zu ziehende Ertrag vermindert. (R.G. v. 7. 5. 20. Recht 1920 Nr. 2362/63.)

Begriff der Abnahme eines Bauwerkes; Verjährung der Mängelhaftung. (§§ 202, 638, 640 BGB.)

Die Abnahme, mit der die Verjährung der Ansprüche aus Mängeln eines Werkes beginnt (über diese selbst s. u.), setzt nicht begriffsmäßig ein völlig vollendetes, gänzlich tadelloses Werk voraus; sie ist vielmehr lediglich der Ausdruck dafür, daß der Besteller das abgenommene Werk im allgemeinen als dem Vertrag entsprechend gelten lassen will. Das ergibt sich schon aus dem Wortlaut des § 638 BGB., der die Verjährung mit der Abnahme beginnen läßt, während den Inhalt der Verjährung gerade Ansprüche auf Beseitigung von Mängeln des Werkes, bestehend etwa im Fehlen zugesicherter Eigenschaften, im vorliegenden Falle z. B. der vertragsmäßig auch zu erstellenden Beleuchtungsanlage des Erdgeschosses bilden. Die Verjährung dieses Anspruches ist jedoch gehemmt, sofern eine derartige Sonderanlage des Neubaues vom Eintritt einer besonderen Bedingung (Erlangung einer Wirtschaftskonzession) abhängig ist. (RG. v. 23. 12. 1919. Recht 1920 Nr. 2297, 2370.)

Die Mängelhaftung des Unternehmers beim Werkvertrag. (§§ 634 ff. BGB.)

Ist beim Werkvertrag die bedungene Leistung mangelhaft, so hat der Besteller, falls der Unternehmer nicht binnen einer ihm zu setzenden Frist die Mängel behebt, das Recht auf Wandlung (Rückgängigmachung) oder Minderung (der vereinbarten Vergütung) des Werkvertrages. Als drittes Recht des Bestellers kommt, im Falle die Mangelhaftigkeit des Werkes vom Unternehmer (als vorsätzlich oder fahrlässig herbeigeführt) zu vertreten ist, Schadensersatz in Betracht. Die Wahl eines dieser drei Wege steht dem Besteller völlig frei; jedoch darf er nicht den einen und dann den andern Weg beschreiten: Hat der Besteller einer Maschine mit Erfolg Wandlung des Lieferungsvertrages geltend gemacht und sieht er dann, daß ihm durch seine eigenen Vorbereitungen zur Aufstellung der Maschine Kosten entstanden sind (Herrichtung des Sockels und des Gebäudes), so kann er nun nicht mehr Schadensersatz hierwegen verlangen, da er das Eintreten dieses Schadens von vornherein hätte voraussehen können. (RG. v. 20. 9. 1919. Industrierecht 1920 S. 68.)

Haftung für das Baugerüst. (§ 831 BGB.)

Läßt die Baupolizei ein Schutzgerüst bei baulichen Vornahmen über dem Gehsteig unbeanstandet, so haftet auch der Hausherr nicht für einen gleichwohl eintretenden Unfall eines darunter verkehrenden Passanten. Denn vom beklagten Hausherrn, einem Laien, der die Ausführung des Gerüstes einer Baufirma übertragen hat, kann nicht mehr Sorgfalt verlangt werden, als von dem Beamten der Bauaufsicht, die das Gerüst viermal besichtigt und erst nach Anbringung der polizeilich vorgeschriebenen Sicherungen zur Benutzung freigegeben und das Verputzen gestattet hat. (RG. v. 19. 4. 1920. Recht 20 Nr. 2402.)

Sorgfaltspflicht der Gemeinde bei Anlage und Überwachung von Straßenaufgrabungen. (§§ 823, 831 BGB.)

Bei Straßenaufgrabungen darf sich die Gemeinde hinsichtlich der Sicherung gegen nächtliche Unfälle nicht schlechthin auf ihre Baubeamten verlassen, auch wenn diese bisher zu Beanstandungen keinerlei Anlaß geboten haben. Sie muß weiterhin Anordnungen treffen, die die erforderliche Überwachung der städtischen Bauarbeiten zu gewährleisten imstande sind. (RG. v. 29. 4. 1920. Recht 1920 Nr. 2849; Jur. Wochenschr. 20, S. 775.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. VIII. 1920.

Kl. 20 c, Gr. 38. H 79 539. Lyberat Huwyler, Goldau, Schweiz; Vertreter: Patentanwalt M. Moßig, Berlin SW 29. Laderampe für Eisenbahnwagen. 6. I. 20.

Kl. 37 a, Gr. 3. Sch 55 430. Auguste Scherrbacher, geb. Köhler, Nürnberg, Fürther Str. 322. Putzdecke mit Putzträger aus zwei Lagen von zueinander versetzten Leisten. 10. VI. 19.

Kl. 42 a, Gr. 18. O 9358. Optische Anstalt C. P. Goerz, Akt.-Ges., Berlin-Friedenau. Zeicheninstrument. 9. II. 15.

Kl. 80 b, Gr. 25. R 37 733. Leon Rappaport, Paris; Vertreter: Patentanwalt C. v. Ossowski, Berlin W 9. Verfahren der Herstellung eines Asphaltblockpflasters, dessen Blöcke aus fein zerkleinertem Hartgestein gepreßt und dessen Fugen mit einem Bitumenmörtel vergossen sind. 12. IV. 13.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 16. VIII. 1920.

Kl. 37 c, Gr. 1. L 41 087. Georg Lüer, Köln, Breite Str. 108. Ziegel zum Abdecken der wagerechten Dachkante bei zwischen Trauf- und Firstlinie gebrochenen Dachflächen. 23. XII. 13.

Kl. 37 d, Gr. 32. M 63 614. Theodor Moser, Berlin-Grunewald, Schleinitzstr. 4. Verfahren und Vorrichtung zum Schleudern von Mörtel beim Verputzen von Wänden u. dgl. 16. VII. 18.

Kl. 81 e, Gr. 24. M 65 332. Maschinenfabrik „Herold", Hentschel u. Reubold G. m. b. H., Zossen bei Berlin. Bekohlungseinrichtung für Ofenhäuser von Gasanstalten, Kokereien u. dgl. 8. IV. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. VIII. 1920.

Kl. 20 i, Gr. 6. M 64 107. Maschinenfabrik für Eisenbahnbedarf m. b. H., Berlin. Weichenhandschloß. 4. X. 18.

Kl. 35 b, Gr. 4. H 80 228. Otto Heinemann, Britz, Kr. Angermünde. Kranverankerung. 4. III. 20.

Kl. 37 a, Gr. 3. H 77 187. Hans Clausson Habseb, Kopenhagen; Vertreter: Patentanwälte W. Zimmermann und Dipl.-Ing. E. Jourdan, Berlin SW 61. Gewebter Putzträger aus Stäben, Röhren o. dgl. und Verfahren zur Herstellung des Putzträgers. 28. V. 19. Schwedische Priorität vom 22. VI. 18.

Kl. 80 a, Gr. 29. P 36 893. Fa. G. Polysius, Dessau. Verfahren zum Pressen von Zementrohsteinen für die Brennöfen in beheizten Formen. 4. VII. 18.

Kl. 80 b, Gr. 9. G 48 717. Rudolf Graeffe u. Dr. Otto Haase, Brand-Erbisdorf, Sa. Verfahren zur Herstellung eines für Bau- und industrielle Zwecke geeigneten Werkstoffs von großer Isolierfähigkeit aus leichtem Torf. 22. VII. 19.

Kl. 80 b, Gr. 9. G 49 491. Rudolf Graeffe u. Dr. Otto Haase, Brand-Erbisdorf, Sa. Verfahren zur Herstellung eines für Bau- und industrielle Zwecke geeigneten Werkstoffs von großer Isolierfähigkeit aus leichtem Torf; Zusatz zur Anmeldung G 48 717. 3. XI. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. VIII. 1920.

Kl. 37 a, Gr. 6. M 64 047. Friedrich Mester, Leipzig, Ranstädter Steinweg 46. Dach mit nach oben vortretenden Rippen. 26. IX. 18.

Kl. 85 d, Gr. 1. R 47 030. Mathias Rehse, Rotenhahn, Post Voorde b. Kiel. Brunnenfilterrohr mit in Löchern der Rohrwand gegen die Oberfläche versenkten Sieben. 21. I. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. VIII. 1920.

Kl. 37 a, Gr. 1. St 31 897. Fa. A. Stapf, Berlin. Steindecke. 17. IV. 19.

Kl. 37 f, Gr. 7. Z 11 303. Franz Zürn, Gelsenkirchen, Kesselkolonie V, 2. Rastfreies Hochofentraggerüst. 22. XII. 19.

Kl 84 c, Gr. 4. I 16 100. Internationale Baumaschinenfabrik A.-G., Neustadt a. Haardt. Steuerung für Dampframmen. 9. X. 13.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. VIII. 1920.

Kl. 80 a, Gr. 42. Sch 53 401. Friedrich Schofer, Waiblingen, Württbg. Formvorrichtung zur Herstellung von dielenförmigen Baukörpern mit durchgehenden Hohlräumen aus Gips, Zement oder anderen erhärtenden Massen. 11. VII. 18.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 16. VIII. 1920.

Kl. 37 b, Gr. 3. 326 985. Jakob Melles, Brieg, Bez. Breslau, Bismarckstr. 4. Räumliches Baugebilde aus Runddrähten nach dem Patent 291 092; Zusatz zu Patent 291 092. 28. XII. 18. M 64 556.

Kl. 37 c, Gr. 8. 327 021. Fa. J. Eberspächer, Eßlingen a. N. Befestigung der Halteschrauben an Rinnensprossen für Glasbedachungen mittels Stegplatten, die durch Längsbewegung der Schraube an den Sprossenwänden festklemmen. 16. III. 18. E 23 032.

Kl. 42 c, Gr. 4. 327 060. Hieronymus Totschnig, Lienz, Tirol; Vertreter: Patentanwälte Apitz und Reinhold, Berlin SW 11. Feldmeßinstrument. 26. IX. 18. T 22 281. Österreichische Priorität vom 8. IX. 17.

Kl. 42 c, Gr. 10. 326 943. Dipl.-Ing. Fritz Hartmann, Berlin, Nürnberger Str. 40. Nivellierstecklatte. 18. XI. 19. H 78 999.

Kl. 80 b, Gr. 10. 326 963. Dr.-Ing. Anton Hambloch, Andernach a. Rh. Verfahren zur Herstellung von nagelbaren Bausteinen. 23. V. 18. H 74 391.

Kl. 80 b, Gr. 17. 327 004. Dr. Eduard Steiger, St. Gallen, Schweiz; Vertreter: Patentanwälte E. Cramer und Dr. H. Hirsch, Berlin NW 21. Verfahren zur Herstellung von ausschlagfreien Zementfaserstoffplatten. 5. IX. 17. St 30 715.

Kl. 85 c, Gr 6. 326 958. Karl Buchner, München, Hildegardstr. 22. Vorrichtung zur Reinigung von Abwässern, bestehend aus Klärraum und darunter liegendem Faulraum. 29. III. 19. B 88 918.

Kl. 85 c, Gr. 6. 326 959. Hermann Peschges, Paderborn. Unter Heberwirkung stehender Klärturm für die Reinigung von Abwässern. 4. III. 19. P 37 961.

Kl. 85 e, Gr. 1. 326 960. Dr.-Ing. Richard Weiß, Köln, Bismarckstraße 17. Notauslaß-Kläranlage mit einer die aufgefangenen Schwimm- und Schwebestoffe beständig aus dem Notauslaßwasser hochhebenden Auffangvorrichtung. 13. XI. 12. W 40 940.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. VIII. 1920.

Kl. 20 a, Gr. 10. 327 292. Dr. Hermann Borck, Berlin, Händelstraße 5. Anordnung zum Stabilisieren von Einschienenbahnen. 12. III. 19. B 88 690.

Kl. 20 k, Gr. 9. 327 168. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Bandförmiger Fahrdraht für elektrische Bahnen. 21. I. 19. A 31 353.

Kl. 20 k, Gr. 9. 327 169. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Kettenfahrleitung. 17. X. 19. A 32 396.

Kl. 20 k, Gr. 9. 327 170. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Selbsttätige Nachspannvorrichtung für Kettenoberleitungen elektrischer Bahnen. 1. XI. 19. A 32 466.

Kl. 35 a, Gr. 1. 327 336. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock, u. Anton Jansen, Köln-Klettenberg, Gottesweg 131. Elektrische Sicherungseinrichtung für Hochofenanlagen mit Schrägaufzügen und Zubringerwagen. 18. III. 14. P 32 672.

Kl. 35 a, Gr. 1. 327 337. Karl Peschke, Maschinenfabrik, Zweibrücken. Leitwerk für gezogene Förderwagen in Kurven. 13. XII. 19. P 38 907.

Kl. 35 a, Gr. 9. 327 142. Carl Notbohm, Altenessen, Pielsticker Str. 5. Doppelgleisanlage an Hängebänken und Füllörtern. 21. I. 20. N 18 507.

Kl. 45 b, Gr. 4. 327 143. Wilhelm Prollius, Duisburg, Heerstr. 59. Verfahren zum Umbau feststehender Krane in fahrbare, sowie zur örtlichen Versetzung feststehender Krane. 21. X. 19. P 38 606.

Kl. 37 a, Gr. 4. 327 346. Dr.-Ing. Richard Borchers, Dortmund, Gutenbergstr. 25. Mehrschichtige Hohlwand aus Formplatten beliebigen Baustoffes; Zusatz zu Patent 319 264. 24. X. 19. B 91 303

Kl. 37 a, Gr. 5. 327 347. Max Rüping, Berlin, Lessingstr. 1. Wand zur Aufnahme starker wagerechter Kräfte. 8. I. 18. R 45 351.

Kl. 37 c, Gr. 1. 327 187. Robert Zorn, Weißenfels a. S., Langendorfer Str. 41. Dachdeckung mit Ziegeln aus einem mittleren Wulst mit beiderseits sich anschließenden flachen Teilen. 3. II. 16. Z 9535.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. VIII. 1920.

Kl. 5 d, Gr. 2. 327 552. Rybniker Hütte G. m. b. H., Rybnik, O. S., Dammtür für Bergwerke. 19. VIII. 19. R 48 198.

Kl. 5 d, Gr. 2. 327 553. Gerhardt Wieckmann, Borsigwerk, O. S., u. Erich Sowa, Beuthen, O. S. Wettertür, die durch schwingende, neben den fest verlegten Gleisschienen befindliche Stücke geöffnet und durch Gegengewichte geschlossen wird. 17. XII. 19. W 54 092.

Kl. 5 d, Gr. 6. 327 406. Wilhelmshütte Akt.-Ges. für Maschinenbau & Eisengießerei, Altwasser, Schles. Schachtklappengetriebe. 21. II. 20. W 54 609.

Kl. 5 d, Gr. 9. 327 398. Stephan, Frölich & Klüpfel, Scharley, O. S. Verfahren zum Fördern von Spülversatz- und Abraumgut mittels Wasser in Rohrleitungen. 8. VI. 18. St 31 248.

Kl. 19 a, Gr. 24. 327 470. Wilhelm Müsing, Essen-Altenessen. Schienenstoßverbindung mit dauernd an den Schienenenden befestigten Laschen. 31. X. 18. M 64 237.

Kl. 37 a, Gr. 4. 327 432. Gustav Scheinpflug, Zeulenroda. Hohlmauer mit sich kreuzenden Eiseneinlagen. 14. IX. 18. Sch 53 761.

Kl. 37 b, Gr. 3. 327 574. Otto Kilp, Bamberg, Schützenstr. 15. Eisenbetonbaukörper. 7. IV. 18. K 65 962.

Kl. 37 d, Gr. 1. 327 383. Verwertungsgesellschaft H. Mertens & Co., Jessen, Bez. Halle. Verfahren zur Herstellung von Treppen, deren Tritt- und Setzstufen aus einzelnen Zementdielen bestehen. 19. XI. 18. M 64 324.

Kl. 37 d, Gr. 40. 327 523. Joseph Kaufmann, Attendorn. Vorrichtung zum Ausfugen von Mauern. 19. X. 19. K 70 640.

Kl. 42 a, Gr. 3. 327 647. Mehmed Atif, München, Luisenstr. 51. Stangenzirkel; Zusatz zum Patent 325 577. 13. I. 20. A 32 816.

Kl. 42, Gr. 10. Ferdinand Carduck, Aachen, Mittelstr. 6. Zeichengerät zum Ziehen von Linien mit Tusche. 26. X. 19. C 28 443.

Kl. 80 b, Gr. 20. 327 370. Carel Frederik David Beuker, Renkum, Niederlande; Vertreter: Patentanwalt Utescher, Hamburg. Verfahren zur Herstellung von Steinen, Platten und ähnlichen, als Baumaterialien dienenden Gegenständen. 10. VI. 17. B 84 014. Holländische Priorität vom 4. VII. 16.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau. Ausgabe A. Heft 2. Versuche zur Prüfung und Abnahme der 3000 t-Maschine. Berichterstatter: Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. e. h. M. Rudeloff, Direktor des staatlichen Materialprüfungsamtes zu Berlin-Dahlem. Mit 75 Textabb. Berlin, Verlag von Julius Springer, 1920. Preis 10 M.

Zu den großzügigen Versuchen mit Eisenstäben und zusammenhängenden Eisenkonstruktionen, die der Deutsche Eisenbau-Verband vor dem Kriege plante und z. T. bereits in erfolgreicher Weise in Angriff genommen hat, war die Schaffung einer Versuchsmaschine von bisher noch nicht gekannter Leistung erforderlich. Der Verband entschloß sich daher, im Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem für seine Versuche eine Maschine mit 3000 t Druckkraft und 1500 t Zugkraft aufzustellen. Die Maschine, erbaut von Haniel & Lueg in Düsseldorf, ruht auf der oberen sauber bearbeiteten Bahn eines starren, genieteten schmiedeeisernen Grundrahmens und besteht im wesentlichen aus einem hydraulischen Kraftzylinder, dem Widerlager oder Gegenhalter und zugehörenden Verbindungen, namentlich 2 in geneigter Ebene liegenden Verbindungsstangen. Beim Druckversuch wird der Zylinder mit den Stangen, beim Zugversuch der Kolben mit ihnen verbunden. Die Übertragung der Kraft auf das Probestück erfolgt beim Druckversuche über Kugellager, beim Zugversuche durch Zugstangen. Das Druckwasser liefert ein Gewichtsakkumulator, gespeist von einer selbsttätig sich einschaltenden elektrisch betriebenen Pumpe.

Die Prüfung der Maschine, über die im vorliegenden Hefte berichtet wird, erstreckte sich auf ihre Betriebssicherheit und die Richtigkeit der Kraftbestimmung. Zugleich sollten die Versuchsstücke, soweit sie ausgeführten Baugliedern nachgebildet waren, erprobt werden. Zur Prüfung der Maschine dienten 2 Druckstäbe gegliederter Art, 2 genietete Zugstäbe und 2 Stäbe aus geschmiedetem Stahlguß.

Der erste der geprüften Druckstäbe in Π-Form mit durchgehender Platte auf der einen, Gitterwerk auf der anderen offenen Seite, hatte eine freie Knicklänge von 788,0 cm, ein $J_{min.} = 560\,100\ cm^4$ und ein $F = 864{,}4\ cm^2$. Das Verhältnis $\frac{l}{i}$ betrug 30,63, d. h. der Stab war theoretisch in bezug auf seine Knicksicherheit nach Tetmajer zu beurteilen. Da die Prüfung des Druckstabes in wagerechter Lage erfolgte, war sein Eigengewicht gegen das Maschinengestell nach Vorschlag von Baurat Dr.-Ing. E. h. Seifert durch einen Satz Federn abgefangen, der in der Mitte unter dem Stabe angebracht war. Die Formänderung dieser Federn wurde beim Versuche beobachtet, um feststellen zu können, um wieviel sie, je nach der Durchbiegung des Stabes, nach oben oder nach unten ungewollt entlastet bzw. stärker angespannt wurden. Diese Beobachtungen

waren wiederum notwendig, um aus ihnen ableiten zu können, in welchem Maße entweder der durch das Entspannen der Federn frei werdende Anteil des Eigengewichtes der Durchbiegung nach oben entgegenwirkte, oder die Durchbiegung nach unten durch Mehranspannen der Zugfedern behindert wurde. Wenn auch rein theoretisch die Knickprüfung eines Stabes in wagerechter Lage gegenüber der in senkrechter Stellung nicht ohne Nachteile ist, so darf doch im vorliegenden Falle nicht verkannt werden, daß bei den großen Abmessungen der Maschine und der Probestäbe eine wagerechte Gesamtanordnung geboten war und zudem, wie vorstehend erwähnt, Einrichtungen getroffen wurden, die die Einwirkung des Eigengewichtes ausschalteten bzw. in Rechnung zu stellen gestatteten. Der Stab kam dadurch zum Knicken, daß er sich im ganzen nach oben durchbog, d. h. nach der Seite hin, an der die durchgehende Gurtplatte lag. Hierdurch erhielten die nach unten gelegenen Saumwinkel auf der offenen Profilseite die größte Druckbeanspruchung, knickten aus und veranlaßten weiterhin, daß sich hier die beiden Stegbleche von dem Winkel abbogen. Diese Knickstelle lag nicht in Stabmitte, wohl aber im mittleren Felde, u. zw. zwischen den Anschlußstellen der beiden sich kreuzenden auf der offenen Stabseite angebrachten Diagonal-Flacheisenverbindungen. Als Tragkraft des Stabes wurde unter Benutzung der für die einzelnen Teile gesondert bestimmten Streckgrenze eine theoretische Kraft von 1943,9 t gefunden Ihr steht die beobachtete Belastung, von der an stärkere Ausbiegungen begannen entgegen mit 1761 t sowie die erreichte Höchstlast von 1862,2 t. Die erstere beträgt somit 90,6, die letztere 95,8 vH der errechneten Zahl. Legt man für letztere den kleinsten Wert der Streckgrenze für den Gesamtquerschnitt zugrunde, so ergibt sich eine Tragkraft von 846,4 qcm × 2023 kg/qcm = 1712 t, d. h. ein Ergebnis, welches dem hierfür in Vergleich zu stellenden, tatsächlich gefundenen Werte von 1761 t sehr nahe kommt. Nach Euler hätte bei E = 2150 000 kg/qcm der Stab tragen müssen: 19 122 t, bei dem tatsächlich gefundenen Werte von E = 2047 000 kg/qcm: 18 206 t, und nach Tetmajer 2330 t. Das Verhältnis der beobachteten Knickfestigkeit zur berechneten ist demgemäß:

$$\text{nach Euler:} \quad \frac{1862,2}{18\,206} = 0,102,$$

$$\text{nach Tetmajer:} \quad \frac{1862,2}{2330} = 0,80.$$

Tatsächlich war bei der praktischen Ausführung (Brücke), der der Stab nachgebildet ist, dieser auf Knicken mit 860 t in Rechnung gestellt. Die Betriebssicherheit gegen Bruch ist hier somit:

$$\frac{1862,2}{860} = 2,17.$$

Der zweite Probedruckstab war die Endstrebe einer bestehenden Brücke. Sein Querschnitt zeigte H-Form, im wesentlichen aus 4 Saumwinkeln, 2 Stegblechen und dem Verbindungssteg zwischen letzteren, mit den notwendigen Anschlußwinkeln gebildet. Hier ist: $l = 1401,5$ cm, $F = 1066,4$ qcm, $J = 608\,657$ cm^4, $\frac{l}{i} = 60,4$. Berechnet im Bauwerk war die erlaubte Knickkraft des Stabes zu 1133 t. Der Stab, an einem Ende verbreitert, war in der Maschine beiderseits stumpf aufgesetzt. Die Druckübertragung fand auch hier durch Kugellager in der Maschine statt. Der Stab bog sich unter der Höchstlast nach unten durch. Trotz starker Verbiegungen der vernieteten Teile ist jedoch keiner der hierbei stark beanspruchten Niete gerissen. Mit der starken Durchbiegung trat, wie zu erwarten, eine seitliche Ausbauchung der Stegbleche ein, u. zw. in der Mitte der einzelnen durch Querbleche begrenzten Felder des Stabes. Diese Verbiegung erfolgte bei den beiden, der seitlichen Stabverstärkung am Ende naheliegenden Feldern nach innen, sonst nach außen.

Nach Euler ergibt sich eine Knicklast von 6569 t, nach Tetmajer von 2571 t. Demgemäß ist, da als Höchstlast 2293,8 t gemessen wurde, das Verhältnis der beobachteten zur berechneten Knickkraft:

$$\text{nach Euler:} \quad \frac{2293,8}{6569} = 0,35,$$

$$\text{nach Tetmajer:} \quad \frac{2293,8}{2571} = 0,89$$

und die Betriebssicherheit im Bau:

$$\frac{2293,8}{1133} = 2,02.$$

Zugstab 1 bestand aus einem 5220 mm langen Flachstab von 500 mm Breite und 18 mm Dicke, der an beiden Seiten mit je 13 Nieten an zwei Laschen von 11 mm Dicke angeschlossen war. Die Nieten zeigen 23 mm Durchmesser und sind in 5 Reihen dreieckförmig angeordnet. Der Verlauf des Zerreißversuches, namentlich der Dehnungen, war ein durchaus normaler. Mit wachsender Belastung fand ein Gleiten der Stabenden zwischen den Anschlußlaschen, u. zw. ebenfalls mit angenäherter Regelmäßigkeit, statt. Das Gleiten war schon bei 20 t Belastung wahrnehmbar und nahm von 50 t an, entsprechend einem Lochleibungsdrucke von 930 kg/qcm, in stärkerem Maße zu. Der Bruch erfolgte bei 379,6 t Belastung ohne den geringsten Schlag, indem der Bruch an einem (dem oberen) Rande begann und sich von Nietloch zu Nietloch allmählich fortpflanzte. Nach der Art dieses Bruches erscheint nicht ausgeschlossen, daß die Bruchlast durch eine ungleichmäßige Lastverteilung ungünstig beeinflußt war. Die Bruchspannung im Nettoquerschnitt (nach Abzug eines Nietes) betrug: $\frac{397\,600}{85,86} = 4420$ kg/qcm; die Bruchfestigkeit war zu 4990 kg/qcm bestimmt worden. Rechnet man damit, daß der Bruch in einem Querschnitte mit 3 Nieten, also einem $F_{\text{netto}} = 77,59$ qcm begann, so beträgt die Zugfestigkeit: $\frac{379\,600}{77,59} = 4890$ kg/qcm; dies schließt eine Materialausnutzung von $\frac{4890}{4990} \cdot 100 = 98$ vH. in sich.

Der zweite Zugstab hatte ⊐⊏-Form und bestand im wesentlichen aus 4 Stegblechen 500 mm breit und 10 mm dick, die mit 190 mm Abstand paarweise angeordnet und durch 4 Winkel gesäumt wurden (100 . 100 . 12). 4 obere und untere Bindebleche sorgten für die Erhaltung des Abstandes der beiden ⊐-Teile. Die Stablänge zwischen den Außenkanten der Bindebleche betrug 5560 mm; von da an verbreiterten sich die Stabenden auf 900 mm. Die Einspannung des Stabes in der Zerreißmaschine erfolgte durch 2 Bolzen von je 320 mm ⌀ in einem Gesamtabstande von 800 cm. Zwischen den beiden mittleren Bindeblechen war der Stab vollkommen geschlossen. $F = 306,32$ qcm.

Der erste Bruch, u. zw. der eines Saumwinkels, erfolgte bei 995,46 t. Die rechnungsmäßige Belastung des Stabes (in der Brücke) betrug 302 t, also die Sicherheit 3,3.

Die Bruchspannung ist: $\frac{995\,460}{306,32} = 3250$ kg/qcm.

Da bei dem Material eine Streckgrenze von 2800 kg/qcm und eine Bruchgrenze von 3820 kg/qcm gefunden war, so verhält sich im geprüften Stabe Bruchspannung: Streckgrenze = 3250 : 2800 = 116 : 100 und zur Bruchfestigkeit des Materials = 3250 : 3820 = 85 : 100.

Eine vollkommene Zerstörung des Stabes, durch Reißen weiterer Winkel, vor allem aber auch der Stegbleche trat erst bei einer Last von 1114,7 t ein. Hier betrug mithin die Materialbelastung $\frac{1114\,700}{306,32} = 3640$ kg/qcm oder rd 95,3 vH der Materialfestigkeit.

Die Prüfung endlich von 2 geschmiedeten Stahlstäben befaßte sich mit 2 Stäben, die von der Gutehoffnungshütte geliefert, für 1000 bzw. 500 t Bruchbelastung berechnet waren. Aus der Untersuchung des Materials zeigte sich zunächst, daß die Proportionalitätsgrenze etwa bei 1430 kg/qcm lag, daß aber schon von 1000 kg Belastung dauernde Formänderungen eintraten, die allerdings erst nach 5000 kg Last recht beträchtlich waren und erst nach mehrmaligem Lastwechsel konstant wurden, vorher also dauernd zunahmen.

Hier wurden Vergleichversuche ausgeführt auf der 100- und 500-t-Maschine des Versuchsamtes und auf der neuen 3000-t-Maschine. Es zeigte sich beim Vergleiche der Ergebnisse, daß die Lastanzeige der großen Presse von etwa 70 t Belastung ab als hinreichend genau angesehen werden kann; unter dieser Belastung wird aber die 3000-t-Maschine nicht angewandt werden. Der Vergleich der Stabfestigkeiten mit den Materialfestigkeiten zeigte hier ein außerordentlich gutes, nahezu vollkommenes Übereinstimmen der zusammengehörenden Werte. Beide Stäbe rissen annähernd in der Mitte.

Hinsichtlich der allgemeinen Aufgabe der Erprobung der 3000 t-Maschine zeigte sich, daß die Handhabung sich als durchaus einfach und zuverlässig erwiesen, daß die Belastung P eines Probestabes mit hinreichender Genauigkeit aus dem Wasserdruck p im Zylinder, der Kolbenfläche F und dem Leergangswiderstande R nach der Beziehung: $P = p \cdot F - R$ berechnet werden kann.

Der wahrscheinliche Wert des so ermittelten Fehlers betrug für alle Belastungen zwischen 80 und 900 t meist unter 1 vH und nicht über 1,5 vH.

Schon diese wenigen Inhaltsangaben des vorliegenden Heftes 2, Ausgabe A, lassen erkennen, daß in ihr der Deutsche Eisenbau-Verband wiederum der Technik ein wertvolles Studien- und Anwendungsmaterial zur Verfügung stellt. Vor allem aber ist durch die an und für sich hochbedeutsamen Versuche und ihre Ergebnisse der Beweis erbracht, daß mit der gewaltigen Versuchsmaschine nicht nur sicher, sondern mit großer Genauigkeit Versuche mit der Praxis entsprechenden großen Konstruktionsgliedern durchgeführt werden können. Hier eröffnet sich die weitere Aussicht auf zukünftige großzügige Untersuchungen, die viele der noch der Lösung harrenden Fragen des Eisenbaus, unter ihnen an erster Stelle die viel umstrittene Frage der Knickfestigkeit gegliederter Stäbe, zu klären haben werden. Daneben aber möchten wir das vorliegende Heft allen Ingenieuren, namentlich den jüngeren und den Studierenden unserer Hochschulen deshalb warm empfehlen, weil sie durch die anschaulichen Darlegungen Rudeloffs in besonders wertvoller und Erfolg versprechender Art in das Gebiet der Prüfung des Eisens praktisch eingeführt werden und zugleich erkennen können, wie innig sich gerade hier Wissenschaft und Praxis zu einheitlicher Arbeit zusammengefunden haben. M. F.

C. Kersten. Der Eisenhochbau, ein Leitfaden für Schule und Praxis. Mit 500 Textabb. Zweite, neubearbeitete Auflage. W. Ernst & Sohn, Berlin 1920. Preis geh. 24 M, geh. 28 M nebst Sortiment- und Teuerungszuschlag.

Der in zweiter Auflage vorliegende, ergänzte und verbesserte Leitfaden ist sowohl für den Besucher mittlerer technischer Schulen als auch für den in der Praxis tätigen mittleren Techniker bestimmt und gibt diesen einen ebenso vollständigen, wie klaren Überblick über die Grundzüge des Eisenhochbaues. Die während des Druckes erschienenen neuen preußischen Bestimmungen über die bei Hochbauten zugrunde zu legenden Belastungen und zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe sind, soweit erforderlich, noch berücksichtigt. Das Gleiche gilt von den bisher erschienenen Arbeiten des Normenausschusses der Deutschen Industrie. Auch ist auf Fragen der Bearbeitung des Eisens in der Werkstatt und auf die Montage ausführlicher als bisher eingegangen und gerade hierdurch eine wertvolle Verbindung mit der Praxis des Eisenbaues erreicht, die für den jungen Techniker nicht nur reizvoll, sondern auch belehrend und anregend ist.

Da auch die Ausführungsbeispiele im allgemeinen gut gewählt sind, die Einzelheiten — bis auf wenige — neuzeitliche Konstruktionen aufweisen, die textliche Behandlung klar und bestens verständlich, oft auch kritisch klärend ist, so kann das Werk für die Kreise, denen es dienen soll, nur bestens empfohlen werden. Wie die erste Auflage wird auch ihre Nachfolgerin sich bei den mittleren Technikern Freunde allerorten erwerben und ihnen ein wertvoller Ratgeber und Lehrer sein. M. F.

Drang und Zwang. Eine höhere Festigkeitslehre für Ingenieure. Von Dr. Dr.-Ing. August Föppl und Dr. Ludwig Föppl. I. Band München und Berlin 1920, Verlag von R. Oldenbourg.

Die Erkenntnis, daß die Festigkeitseigenschaften eines Baustoffes und eines Tragwerkes nur dann mit hinreichender Sicherheit ausgenutzt werden können, wenn durch ein tieferes Eindringen in die Grundsätze der Elastizitätslehre die wesentlichen Beziehungen zwischen Gestalt und Belastung, Beanspruchung und Anstrengung klargelegt werden, hat in den letzten Jahren das Verständnis für die Bedeutung der Elastizitätstheorie, die bisher als mathematisch-phyikasisches Lehrfach nur in einem engen Kreis von Forschern gepflegt wurde, auch bei den Maschinen- und Bauingenieuren verbreitet und ein wachsendes Interesse für die Untersuchungen der Festigkeitslehre gezeitigt.

Es entsprach daher einem wirklichen Bedürfnis, wenn der hervorragende Altmeister der technischen Mechanik August Föppl in dem bereits 1907 erschienenen V. Band seiner „Vorlesungen" die Anwendung der mathematischen Elastizitätstheorie auf die wichtigsten Aufgaben der Statik zeigte und den anspruchsvolleren Ingenieuren die Gelegenheit bot, die strengeren Lösungen, die feineren Untersuchungen und ihre Ergebnisse kennen zu lernen.

Inzwischen sind auf vielen Gebieten der Festigkeitslehre merkliche Fortschritte erzielt worden: die Arbeiten, welche die neueren Erkenntnisse brachten, sind aber in einzelne Veröffentlichungen zerstreut. Es fehlte noch eine zusammenfassende Darstellung, welche alle Abschnitte der Elastizitätstheorie behandelte und die wichtigsten älteren und neueren Untersuchungen in einem organischen Zusammenhang vereinigte. Sie wird uns jetzt in einem groß angelegten Lehrbuch, das August Föppl mit seinem Sohn, dem Dresdener Professor Ludwig Föppl, herausgegeben hat, gebracht. Ein erster Band ist Anfang dieses Jahres, der zweite erst in diesen Tagen erschienen.

Die beiden Verfasser, die nach einem Ausspruch des ehrwürdigen Altmeisters als gleichwertige und gleichberechtigte Mitarbeiter das Werk in Angriff nahmen, haben in Anlehnung an den englischen „stress and strain" den Titel „Zwang und Drang" als Kennzeichnung der Lehre von Spannung und Anstrengung gewählt. Der erste Teil umfaßt die allgemeinen Grundlagen der Elastizitätstheorie, behandelt insbesondere die Sätze über die Formänderungsarbeit in der ganzen Mannigfaltigkeit ihrer Ableitung und Deutung und bringt eine eingehende Darstellung der wichtigsten Aufgaben der Berechnung von Platten und Scheiben. In dem Buch sind neben den bekannten Ergebnissen der bisherigen Forschungen mehrere neue und wertvolle eigene Arbeiten der Verfasser vereinigt.

Alle Untersuchungen sind mit der größten Sorgfalt durchgeführt und in der meisterhaft klaren Fassung vorgetragen, durch die sich die Föpplschen Bücher auszeichnen und auch den mathematisch weniger geübten Ingenieuren das Verständnis für schwierigere Entwicklungen wesentlich erleichtert wird.

Das Werk bietet dem aufmerksamen Leser eine Fülle von Anregungen und erweckt auch durch den Zwang zum Nachdenken das Interesse für eine selbständige Weiterverarbeitung. Es ist nicht einseitig auf die Ansprüche des Forschers, der nur streng theoretische Untersuchungen verlangt, zugeschnitten. Die Näherungslösungen, die durch ihre Einfachheit den Bedürfnissen der Ingenieure am nächsten kommen, werden vielfach in den Vordergrund gestellt und nehmen besonders bei der Plattenberechnung einen breiten Raum ein. Muß es auch als zweckmäßig anerkannt werden, wenn die Verfasser es nicht für notwendig erachtet haben, die umständliche Ableitung strengerer Lösungen in allen Einzelheiten immer wieder zu geben, so wäre vielleicht in einigen Fällen eine Gegenüberstellung der Ergebnisse der genaueren und der angenäherten Plattenberechnung nicht ohne Vorteil gewesen, da der Verzicht auf die strenge Erfüllung der Randbedingungen in den Näherungslösungen die Zuverlässigkeit der Spannungsermittlungen mitunter merklich beeinträchtigt: für die Platten mit zahlreichen, nach einem Quadratnetz verteilten Stützpunkten — das Vorbild der trägerlosen Pilzdecken — dürfte beispielsweise bei einer neuen Auflage eine Ergänzung der jetzt vorgeführten angenäherten Lösung durch eine Untersuchung, die den Randbedingungen der Aufgabe besser entspricht und die für die Querschnittsbemessung wichtigsten Belastungsfälle umfaßt, manchem Leser willkommen sein.

„Zwang und Drang" braucht als Lehrbuch nicht erst empfohlen zu werden. Dieses Werk muß wie die „Vorlesungen" des älteren Verfassers unter den Ingenieuren, die nach einer Vertiefung ihrer theoretischen Kenntnisse streben und ebenso unter den Forschern, die in erster Linie durch Versuche die Grundlagen der technischen Mechanik erweitern wollen, die ihm zukommende Beachtung und Verbreitung finden und hiermit zugleich einem umfassenden Ausbau der Festigkeitslehre dienen. Wird dieser Fortschritt erzielt, so kann man dem Buch und seinen Verfassern keinen besseren Erfolg wünschen.

H. Marcus.

Technischer Literaturkalender. Herausgegeben von Dr. Paul Otto, Oberbibliothekar im Reichspatentamt. 2. Ausgabe. 1920. Verlag R. Oldenbourg in München und Berlin. Preis M. 40.— und 20 vH Sortiments-Teuerungszuschlag.

Der 1918 erschienenen 1. Ausgabe des „Technischen Literaturkalenders", die in weiten Fachkreisen Aufnahme gefunden hat, folgt nun die 2. Ausgabe 1920.

Der erste Teil des Werkes bringt in der Buchstabenfolge die Namen und Anschriften der technischen Schriftsteller unter Angabe des Geburtsortes und -tages, des Standes und der Stellung, des Bildungsganges und des Fachgebietes, in welchem der Betreffende besonders tätig ist. Die Titel der von ihnen verfaßten selbständigen Werke sind mit Angabe des Erscheinungsjahres aufgeführt, auch Angaben über Herausgabe oder Schriftleitung von Werken und Zeitschriften. Dieser Teil wurde in der vorliegenden 2. Ausgabe berichtigt und ergänzt, etwa 1000 technische Schriftsteller wurden neu aufgenommen. In einem neubearbeiteten Teil wurden unter 200 Stichworten (z. B. Brückenbau, Eisenbeton, Geschichte der Technik, Hochbau, Kleinbahnen, Materialkunde, Materialprüfung u. a.) die Namen der Schriftsteller aufgeführt, die auf einem bestimmten technischen Sondergebiet tätig sind, so daß es möglich ist, an Hand dieser Zusammenstellung die literarischen Bearbeiter dieser Sondergebiete festzustellen. Durch die Aufnahme dieses Stichwortverzeichnisses wird der praktische Wert der neuen Ausgabe um ein Vielfaches gesteigert. Dadurch ist das Werk für alle, die auf dem Gebiete der Technik geistig schaffen, eine wichtige Grundlage des gegenseitigen Verkehrs geworden. Es wurde aber auch durch diese Ergänzung ein wichtiges bibliographisches Hilfsmittel geschaffen, denn es ist an Hand des Stichwortverzeichnisses möglich, die literarischen Erscheinungen eines technischen Sondergebietes festzustellen.

Alle, die sich literarisch oder wissenschaftlich auf dem Gebiete der Technik betätigen oder mit der technischen Literatur Fühlung nehmen müssen, werden mit Genugtuung das Erscheinen dieser neuen Ausgabe begrüßen. E. P.

Heubachs Tabelle über den Kubikinhalt der im Baugewerbe gebräuchlichsten Schnitt-, Kant- und Rundhölzer. Hilfsbuch für das Maurer- und Holzgewerbe. Überarbeitet von Chr. Märkle, Baumeister. Neunzehnte, neubearbeitete Auflage. Stuttgart, Verlag von Fleischhauer & Spohn. 1920. Kleinoktav, 120 S. in Halbleinen gebd. Preis 3,50 M.

Daß das kleine Werkchen heute in der 19 ten Auflage vorliegt, spricht mehr für dasselbe als alle empfehlende Kritik! Trotzdem seien ihm aber einige Begleitworte gewidmet. Der Inhalt, fast ausschließlich aus Tabellen (neben einigen Anwendungsbeispielen) bestehend, richtet sich an den Fachmann aus dem Maurer- und Holzgewerbe. Anschließend an eine kurze Einleitung über das Metermaß folgen Tabellen zur Berechnung des Kantholzes, des Rundholzes und des Schnittholzes. Sie sind übersichtlich aufgestellt und lassen das Endergebnis, den Holzinhalt in cbm, klar erkennen. Es folgen Zusammenstllungen zur Umrechnung des alten badischen, bayerischen und württembergischen Maßes in Metermaß und für Preisvergleichungen in gleicher Hinsicht. Aus praktischer Kenntnis heraus verfaßt, wird das Büchlein sich weitere Freunde in der Praxis erwerben und von allen denen mit Erfolg verwendet werden, die sich bei ihrer Entwurfs- oder Abrechnungsarbeit mit Holzbauteilen zu befassen haben. Deshalb wird das Buch auch für alle die von ganz besonderer Bedeutung sein, die in unserem neuzeitlichen Holzbau tätig sind, sowohl für die Ingenieure wie für die Techniker. M. F.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 3737.

1. Jahrgang | 31. Oktober 1920 | Nr. 2

NORMALBEDINGUNGEN FÜR DIE LIEFERUNG VON EISENBAUWERKEN.

Seitens des „Normenausschusses der Deutschen Industrie" geht uns mit dem Ersuchen um Abdruck der nachstehende Entwurf einer Neubearbeitung der früheren „Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau" zu, die im Jahre 1886 erstmalig auf Grund gemeinsamer Beratungen des „Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine", des „Vereins deutscher Ingenieure" und des „Vereins deutscher Eisenhüttenleute" aufgestellt worden sind und sich damals nur auf Schweißeisen bezogen. Sie sind 1892 durch Hinzufügung von Bestimmungen über Flußeisen ergänzt und 1910 in Gemeinschaft mit dem damaligen „Verein deutscher Brücken- und Eisenbau-Fabriken" sowie unter Zuziehung des „Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik" in den Abschnitten, die das Prüfungsverfahren und die Güte der Baustoffe betreffen, abgeändert worden. Die letzte 13. Auflage der so gestalteten Bedingungen ist 1912 erschienen und jetzt vollständig vergriffen.

Eine Neubearbeitung ist durch die vier obengenannten Verbände dann bereits vor dem Kriege in Angriff genommen, die Arbeiten mußten dann aber während des Krieges eingestellt und konnten erst jetzt zu Ende geführt werden. Der gemeinsame Ausschuß der vier Verbände ist inzwischen, um auch diese Arbeit dem großen Normungswerk des schon im Kriege begründeten „Normenausschusses der Deutschen Industrie" organisch einzufügen, dem Normenausschuß als selbständiger Arbeitsausschuß beigetreten und ebenso ist die weitere Herausgabe der Bedingungen an den Normenausschuß übergegangen. Nach dem Kriege hat der Arbeitsausschuß, da eine Neuauflage der Normalbedingungen dringlich geworden ist, diesen die nachstehende Fassung gegeben.

Diese Neufassung weicht von der alten zunächst insofern ab, als alle Bestimmungen, die sich auf Schweißeisen bezogen, jetzt fortgelassen sind, da dieses als Baustoff für Eisenbauwerke nicht mehr in Betracht kommt. Im übrigen handelt es sich vorwiegend um schärfere Fassung, Weglassung zu sehr ins Einzelne gehender Bestimmungen und um redaktionelle Änderungen. Im Einzelnen ist dann noch Folgendes hervorzuheben: Bei den Zerreißproben sind die Zugfestigkeits- und Dehnungswerte bei Nieteisen unbedeutend geändert. Bei den Proben ist die Kaltbiegeprobe, ebenso die Biegeprobe für Nieteisen zugefügt. Der ganze Abschnitt II über die Herstellung ist unverändert geblieben. Nur in § 7, Reinigung, und § 8, Prüfung während der Herstellung, sind einige Änderungen vor allem durch die Fortlassung unwesentlicher Bestimmungen gemacht. Im Abschnitt III sind die sehr ins Einzelne gehenden Vorschriften über Probebelastungen von Brücken aus diesen allgemeinen Bestimmungen herausgelassen; in § 12, Abrechnung, sind dagegen für die Abrechnung nach berechnetem Gewicht eingehendere Angaben gemacht. Das zulässige Mehrgewicht von Flußeisenteilen ist von 5 auf 6% erhöht.

Dieser Entwurf wird nunmehr vom Normenausschuß wie üblich veröffentlicht

mit einer Einspruchsfrist bis 1. Dezember d. J.

Es wird jedoch dabei gebeten, Einsprüche lediglich redaktioneller oder unwesentlicher Art vorläufig zurückzustellen, da gleich nach endgültiger Veröffentlichung der neuen Fassung der Arbeitsausschuß mit einer Neubearbeitung beginnen wird. Trotzdem zu erhebende Einwendungen sind an den Vorsitzenden des Ausschusses Herrn Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Krohn, Danzig, Technische Hochschule, zu richten.

Die Schriftleitung.

NORMENAUSSCHUSS DER DEUTSCHEN INDUSTRIE.

ENTWURF
DER NORMALBEDINGUNGEN FÜR DIE LIEFERUNG VON EISENBAUWERKEN.

Aufgestellt von dem Verbande Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, dem Vereine deutscher Ingenieure, dem Vereine deutscher Eisenhüttenleute und dem Deutschen Eisenbau-Verbande.

Inhaltsverzeichnis.

I. Güte der Baustoffe.
§ 1. Das Prüfungsverfahren.
§ 2. Flußeisen.
§ 3. Stahl.
§ 4. Gußeisen.
II. Herstellung der Eisenbauwerke.
§ 5. Zeichnungen und Berechnungen.
§ 6. Bearbeitung.
§ 7. Reinigung und Anstrich.
§ 8. Prüfung während der Herstellung.
§ 9. Auflagerung der Eisenbauwerke.
§ 10. Gerüste und Aufstellung.
III. Abnahme.
§ 11. Prüfung nach Vollendung.
§ 12. Abrechnung.
§ 13. Gewährleistung.
§ 14. Schlußbestimmung.

I. Güte der Baustoffe.

§ 1. Das Prüfungsverfahren.

Für die Beurteilung des Baustoffes sind Zerreiß-, Biege- und Bearbeitungsproben maßgebend. Mit sichtbaren Fehlern behaftete Probestäbe dürfen nicht verwendet werden.

Die Probestäbe sind von dem zu untersuchenden Eisen kalt abzutrennen und kalt zu bearbeiten. Die Wirkungen etwaigen Scherenschnittes sowie des Auslochens oder Aushauens sind zuverlässig zu beseitigen. Ausglühen ist, wenn das Gebrauchsstück nicht ebenfalls ausgeglüht wird, zu unterlassen.

Auf den Probestäben ist die Walzhaut möglichst zu belassen.

Die Zerreißproben sollen in der Regel eine Versuchslänge von 200 mm bei 300 bis 500 qmm Querschnitt haben. Bei geringerem Querschnitte (f) ist die Versuchslänge (l) nach der Formel $l = 11{,}3\sqrt{f}$ zu bestimmen; für Rundstäbe von weniger als 20 mm Durchmesser ergibt sich hiernach die Versuchslänge gleich dem zehnfachen Durchmesser. Über die Versuchslänge hinaus haben die Probestäbe nach beiden Seiten noch auf je 10 mm Länge den gleichen Querschnitt.

Wenn der Bruch der Zerreißprobe außerhalb des mittleren Drittels der Versuchslänge des Stabes erfolgt, so ist die Probe zu wiederholen, falls die Dehnung ungenügend ausfällt.

Die Zerreißmaschinen müssen leicht und sicher auf ihre Richtigkeit geprüft werden können.

Zu Biegeproben sind Streifen von 30 bis 50 mm Breite oder Rundeisenstäbe von einer der Verwendung entsprechenden Dicke zu benutzen, vorausgesetzt, daß diese Dicke nicht größer als 28 mm ist (siehe § 2). Die Kanten der Streifen sind abzurunden.

Querproben werden nur von solchen Eisen gemacht, die auch quer beansprucht werden.

§ 2. Flußeisen.

Das Flußeisen soll glatt gewalzt sein und darf keine Schiefer, Blasen oder Kantenrisse haben.

Wird satzweise geprüft, so müssen die zur Abnahme vorgelegten Stücke die Satznummer tragen. Aus jedem Satze dürfen 3 Stück, höchstens aber von je 20 oder angefangenen 20 Stück 1 Stück zu Probezwecken entnommen werden.

Wird nicht satzweise geprüft, so können von je 100 Stück 5, höchstens jedoch von je 2000 oder angefangenen 2000 kg der Abnahmemenge 1 Stück zu Probezwecken entnommen werden.

Aus jedem entnommenen Stücke werden zwei Probestäbe hergestellt. Von den Probestäben wird die eine Hälfte zu Zerreißproben, die andere Hälfte zu Biegeproben, und zwar nach Wahl des Abnahmebeamten teils zu Kaltbiegeproben, teils zu Härtebiegeproben benutzt.

Zur Entnahme der Probestücke sollen möglichst Abfallenden verwendet werden, die aber erst nach der Stempelung abgetrennt werden dürfen.

Entsprechen alle Proben den gestellten Vorschriften, so gelten die zugehörenden Stücke als abgenommen. Entspricht mehr als die Hälfte der vorgenommenen Proben den gestellten Anforderungen nicht, so kann die Teillieferung verworfen werden, andernfalls sind für jede nicht genügende Probe aus anderen Stücken der betreffenden, zur Abnahme gestellten Menge 2 neue Proben zu entnehmen. Entspricht eine derselben wiederum den Anforderungen nicht, so können sämtliche zugehörenden Stücke verworfen werden.

Die einzelnen Stücke, aus denen eine Fehlprobe entnommen ist, die auf ungenügende Beschaffenheit des Eisens schließen läßt, können verworfen werden. Jedoch ist der Lieferer berechtigt, die Tauglichkeit dieser Stücke durch weitere Proben nachzuweisen.

Die nachfolgenden Bestimmungen gelten für Eisen von 4 bis 28 mm Dicke; für andere Dicken sind besondere Vereinbarungen zu treffen.

A. Zerreißproben.

Art des Baustoffes		Grenzwerte der Zugfestigkeit in kg/qmm	Kleinste Dehnung in vH der Versuchslänge
von 7 bis 28 mm Dicke	Längsrichtung . .	37 ÷ 44	20
	Querrichtung . . .	36 ÷ 45	17
von 4 bis unter 7 mm Dicke	Längsrichtung . .	37 ÷ 46	18
	Querrichtung . .	36 ÷ 47	15
für Nieteisen		38 ÷ 45	24
für Schraubeneisen		38 ÷ 45	20

B. Sonstige Proben.

1. Flacheisen, Formeisen und Bleche.

a) Biegeproben.

Biegeproben können sowohl mit Längs- als auch mit Querstreifen angestellt werden; mit letzteren nur insoweit, als nach dem Schlußsatze des § 1 Querproben überhaupt in Frage kommen.

Kaltbiegeprobe.

Die Probestücke sollen, kalt gebogen, eine Schleife bilden, deren lichter Durchmesser bei Längsstreifen gleich der halben Dicke, bei Querstreifen gleich der Dicke des Versuchsstückes ist.

Härtebiegeprobe.

Die Probestäbe sind hellrotwarm (600 bis 700° C) zu machen, in Wasser von etwa 28° C abzuschrecken und dann so zusammenzubiegen, daß sie eine Schleife bilden, deren lichter Durchmesser bei Längsstreifen gleich der einfachen, bei Querstreifen gleich der doppelten Dicke des Versuchsstückes ist.

Weder bei der Kaltbiegeprobe noch bei der Härtebiegeprobe dürfen in Längsstreifen Risse entstehen; in Querstreifen sind unwesentliche Oberflächenrisse zulässig.

b) Rotbruchproben.

Ein im rotwarmen Zustande auf 6 mm Dicke und etwa 40 mm Breite abgeschmiedeter Probestreifen soll mit einem sich verjüngenden Lochstempel, der 80 mm lang ist und 20 mm Durchmesser am dünnen, 30 mm am dicken Ende hat, im rotwarmen Zustande in der Mitte gelocht werden. Das 20 mm weite Loch soll dann auf 30 mm erweitert werden, ohne daß hierbei ein Einriß in dem Probestreifen entstehen darf.

2. Bleche von weniger als 5 mm Stärke, Riffel- und Warzenbleche.

Diese Bleche sind nur der Kaltbiegeprobe zu unterziehen.

3. Nieteisen.

a) Biegeprobe.

Rundeisenstäbe sind hellrotwarm (600 bis 700° C) zu machen, in Wasser von etwa 28° C abzuschrecken und dann so zusammenzubiegen, daß sie eine Schleife bilden, deren Durchmesser an der Biegestelle gleich der halben Dicke des Versuchsstückes ist. Hierbei dürfen keine Risse entstehen.

b) Stauchprobe.

Ein Stück Nieteisen, dessen Länge gleich dem doppelten Durchmesser ist, soll sich im warmen, der Verwendung entsprechenden Zustande bis auf ein Drittel seiner Länge zusammenstauchen lassen, ohne Risse zu zeigen.

4. Schraubeneisen.

Rundeisenstäbe sind hellrotwarm (600 bis 700° C) zu machen, in Wasser von etwa 28° C abzuschrecken und dann so zusammenzubiegen, daß sie eine Schleife bilden, deren Durchmesser an der Biegestelle gleich der Dicke des Versuchsstückes ist. Hierbei dürfen keine Risse entstehen.

§ 3. Stahl.

Die Prüfung und Abnahme erfolgt satzweise. Jedes Stück muß die Satznummer tragen. Von jedem Satze sind drei Probestäbe, höchstens aber ist von je 1000 kg oder angefangenen 1000 kg 1 Probestab zu entnehmen. Bei ungenügendem Ausfalle der Prüfungen wird wie bei Flußeisen verfahren.

A. Stahlformguß.

Aus Stahl herzustellende, gegossene Teile dürfen keine Blasen oder Poren haben, die die Verwendbarkeit des Stückes beeinträchtigen. Die Stücke müssen, nachdem sie mindestens aus dem Groben geputzt sind, vor der Probeentnahme gut ausgeglüht sein.

Die Probestücke sind an die Gußstücke, möglichst gleichmäßig auf die verschiedenen Modelle verteilt, anzugießen, mit diesen zusammen auszuglühen und dürfen erst nach der Abstempelung abgetrennt werden.

Die Zerreißproben sollen eine Festigkeit von 45 bis 60 kg/qmm bei einer Dehnung von mindestens 10 vH ergeben.

B. Gewalzter oder geschmiedeter Stahl.

Der Stahl muß gleichmäßig und frei von Schlacken, Rissen, Blasen und sonstigen Fehlern sein.

Die Probestücke sind den ausgewalzten, bzw. geschmiedeten Teilen zu entnehmen, die mit entsprechender Zugabe herzustellen sind. Bei Schmiedestücken sind die Probestücke in der vorgeschriebenen Zahl an die abzunehmenden Stücke anzuschmieden; hierbei soll der Querschnitt des Stückes, aus dem die Probestäbe entnommen werden, nicht geringer als der kleinste Querschnitt der zu prüfenden Stücke sein. Die Probestücke dürfen erst nach der Abstempelung abgetrennt werden.

Die Zerreißproben sollen eine Festigkeit von 45 bis 60 kg/qmm bei einer Dehnung von mindestens 16 vH ergeben.

§ 4. Gußeisen.

Die Gußstücke müssen, wenn nicht Hartguß oder andere Gußeisensorten ausdrücklich vorgeschrieben sind, aus grauem, weichem Eisen sauber und fehlerfrei gegossen und einer langsamen, den Formverhältnissen entsprechenden Abkühlung zur möglichsten Vermeidung von Spannungen unterworfen sein.

Das Gußeisen soll zähe und so weich sein, daß es mittels Meißel und Feile zu bearbeiten ist.

Ein unbearbeiteter Stab mit Kreisquerschnitt von 30 mm Durchmesser und etwa 650 mm Länge, welcher aus demselben Abstiche, der zum Anfertigen der Gußstücke Verwendung findet, herzustellen ist, muß auf zwei 600 mm voneinander entfernten Stützen liegend, eine allmählich bis zu 460 kg zunehmende Belastung in der Mitte aufnehmen können, bevor er bricht. Die Durchbiegung hierbei darf nicht unter 6 mm betragen. Die Ergebnisse von Probestücken, die mit Gußfehlern behaftet sind, bleiben außer Betracht.

Der Unterschied der Wanddicken eines Querschnittes, der überall mindestens den vorgeschriebenen Flächeninhalt haben muß, darf bei Säulen bis zu 400 mm mittleren Durchmesser und 4 m Länge die Größe von 5 mm nicht überschreiten. Bei Säulen von größerem Durchmesser und größerer Länge wird der zulässige Unterschied für je 100 mm Mehrdurchmesser und für je 1 m Mehrlänge um je $\frac{1}{2}$ mm erhöht.

Die Einhaltung der vorgeschriebenen Wandstärke ist durch Anbohren an geeigneten Stellen, jedesmal in zwei einander gegenüberliegenden Punkten, bei liegend gegossenen Säulen in der dem etwaigen Durchsacken des Kernes entsprechenden Richtung nachzuweisen.

Sollen Säulen aufrecht gegossen werden, so ist das besonders anzugeben.

Auf Gußeisen für Ballast, Geländer und dgl. finden diese Vorschriften keine Anwendung.

II. Herstellung der Eisenbauwerke.

§ 5. Zeichnungen und Berechnungen.

Die dem Vertrage zugrundezulegenden Zeichnungen, Gewichtsberechnungen und vorhandenen statischen Berechnungen, insoweit sie vom Besteller angefertigt worden sind, erhält der Unternehmer bei der Zuschlagserteilung. Gehen sie dem Unternehmer später zu, so rückt der Liefertermin entsprechend hinaus.

Sind diese Zeichnungen, abgesehen von Übersichtsdarstellungen, als Werkzeichnungen im Maßstabe von mindestens $^1/_{20}$ der natürlichen Größe für ganze Träger und $^1/_{10}$ bis $^1/_1$ für einzelne Teile ausgeführt, so werden keine weiteren Sonderzeichnungen vom Unternehmer verlangt.

Letzterer ist jedoch verpflichtet, die Vertragszeichnungen zu prüfen, gefundene Fehler anzuzeigen und etwa vorhandene Unklarheiten nach Verständigung mit dem Besteller zu beseitigen. In der Ausführung sich vorfindende Mängel können durch Unklarheit oder Unvollkommenheit der Zeichnungen nicht entschuldigt werden.

Abänderungen, die der Unternehmer für wünschenswert hält, hat er rechtzeitig schriftlich zu beantragen.

Änderungen, die der Besteller nach Abschluß des Vertrages anordnen sollte, hat der Unternehmer auszuführen. Über die ihm dafür etwa zu bewilligende Entschädigung bzw. Fristverlängerung ist womöglich vorher eine Vereinbarung zu treffen.

Sind die für die Verdingung seitens des Bestellers gefertigten Zeichnungen nur allgemein gehalten, so ist der Unternehmer verpflichtet, auf Grund beglaubigter Vervielfältigungen der Verdingungs-

zeichnungen die für die Ausführung erforderlichen Werkzeichnungen anfertigen zu lassen und diese mit seiner Unterschrift in zwei Ausfertigungen — wenn vertraglich keine andere Zahl festgesetzt ist — dem Besteller so zeitig zur Genehmigung einzureichen, daß kein Aufenthalt der Arbeit eintritt. Eine durchgesehene Ausfertigung, die der Ausführung und der Abnahme zugrundegelegt wird, erhält der Unternehmer, falls nicht in den besonderen Bedingungen eine andere Frist festgesetzt ist, spätestens zehn Tage nach der Einsendung zurück. Wird der festgesetzte Zeitraum vom Besteller überschritten, so soll dem Unternehmer eine der Überschreitung entsprechende Verlängerung der Frist für die Fertigstellung des Eisenbaues gewährt werden.

Sind Werkzeichnungen vom Unternehmer vorzulegen, so erfolgen Baustoffbeschaffung und Arbeiten, soweit die Abmessungen nicht schon durch die Verdingungszeichnungen klargelegt sind, vor Rückempfang der geprüften Werkzeichnungen lediglich auf Gefahr des Unternehmers.

Werden nur überschläglich ermittelte Gewichtsverzeichnisse als für die Verdingung genügend erachtet, so hat der Unternehmer auf Verlangen eine genaue Gewichtsberechnung einzureichen.

Als Einheitsgewichte sind anzunehmen:

für Gußeisen . . . . . 1 cbm zu 7250 kg,
für Flußeisen und Stahl . . . . . 1 „ „ „ 7850 „ .

§ 6. Bearbeitung.

Die sämtlichen Bauteile müssen genau den Zeichnungen entsprechen und folgende Bedingungen erfüllen:

1. Die durch Nietung oder Verschraubung zu vereinigenden Eisenteile sind genau auszurichten, so daß die Fugen dicht schließen.

Das Verstemmen der Fugen vor Prüfung und Abnahme ist nicht gestattet.

2. Sämtliche Eisenteile müssen, entsprechend den in den Zeichnungen angegebenen Abmessungen, aus dem Ganzen gewalzt bzw. geschmiedet oder gegossen sein und dürfen nicht durch Zusammenschweißen einzelner Teile gebildet werden. Ausnahmen sind besonders festzustellen.

3. Jede Bearbeitung des Baustoffes hat entweder im kalten oder im mindestens rotwarmen Zustande zu erfolgen. Eine Bearbeitung oder Beanspruchung des Baustoffes in einem zwischenliegenden Wärmezustande (sogen. Blauwärme) ist tunlichst zu vermeiden. Hat trotzdem eine solche stattgefunden, so ist das fertige Gebrauchsstück in geeigneter Weise auszuglühen.

4. Wird Flußeisen mit der Schere oder durch das Brennschneideverfahren geschnitten oder werden Aussparungen ausgestanzt, so ist der neben dem Schnitte befindliche Stoff in mindestens 2 mm Breite durch Hobeln, Fräsen, Schleifen oder Feilen zu beseitigen; ausgenommen sind unwesentliche Teile, Futterstücke usw.

Einspringende Ecken sind gut auszurunden. Die Herstellung einspringender Ecken mit der Schere ist nur dann zulässig, wenn durch das Verfahren selbst oder eine entsprechende Vorarbeit ein Einreißen mit Sicherheit vermieden wird.

5. Alle Schrauben- und Nietlöcher, mit Ausnahme derjenigen in Futterplatten, die gelocht werden dürfen, sind zu bohren. Der an den Löchern entstandene Grat muß vor dem Zusammenlegen und Nieten der Stücke sorgfältig entfernt werden.

6. Die Nietlöcher müssen den vorgeschriebenen Durchmesser und die in der Zeichnung vorgeschriebene Stellung und Versenkung erhalten.

7. Die zusammengehörigen Nietlöcher müssen gut aufeinander passen. Kleine Verschiebungen müssen durch Aufreiben mit der Reibahle ausgeglichen werden. Das Verwenden der Rundfeile und das Aufdornen der Löcher sind verboten. Meßbare Versetzungen der Eisenlagen gegeneinander dürfen in den aufgeriebenen Löchern nicht vorhanden sein.

8. Die Niete sind in hellrotwarmem Zustande, nach Befreiung von dem etwa anhaftenden Glühspane, in die gehörig gereinigten Nietlöcher unter gutem Vorhalten (wo tunlich mit Nietwinden) einzuschlagen. Sie müssen die Löcher nach der Stauchung gut ausfüllen. Die Nietköpfe müssen mittlich zur Schaftachse sitzen und gut anliegen. Der Schließkopf ist gut auszuschlagen; dabei dürfen keine schädlichen Eindrücke entstehen. Der etwa entstandene Bart ist zu entfernen. Die Nietköpfe dürfen keinerlei Risse zeigen.

Das Verstemmen der Niete ist nur gestattet in Teilen, die wasserdicht sein sollen.

Nach dem Vernieten ist zu untersuchen, ob die Niete vollkommen festsitzen und nicht prellen. Alle nicht fest eingezogenen oder den sonstigen, obengenannten Bedingungen nicht entsprechenden Niete sind wieder herauszuschlagen und durch vorschriftsmäßige zu ersetzen. In keinem Falle ist es gestattet, die Niete in kaltem Zustande nachzutreiben. Nach dem Vernieten sind die Köpfe sofort mit Leinölfirnis zu streichen.

9. Die vorkommenden Schraubengewinde müssen nach der Whitworthschen Skala rein ausgeschnitten sein. Die Muttern dürfen weder schlottern noch zu festen Gang haben. Die Köpfe und Muttern müssen mit der ganzen zur Anlage bestimmten Fläche aufliegen.

Bei schiefen Anlageflächen sind die Köpfe, soweit sie nicht genau angepaßt werden, ebenso wie die Muttern, mit entsprechend keilförmigen Unterlagsplatten zu versehen.

Sind nach Angabe der Zeichnungen oder der Bedingungen gedrehte Schraubenbolzen zu verwenden, so müssen diese in die für sie bestimmten Bohrlöcher genau passen.

10. Die Bauteile sind auf sicheren Unterlagen zusammenzupassen. Hierbei ist darauf zu achten, daß keiner dieser Teile in eine einseitige Spannung gezwängt wird, daß ihre Verbindung vielmehr gelöst werden kann, ohne daß die bezüglichen Stücke auseinander federn. Sollten bei dem Vernieten einzelne Bauteile sich verziehen, so müssen die Verbindungen gelöst und die vorhandenen Fehler sorgfältig beseitigt werden.

Das Nieten auf dem Bauplatze ist soviel wie irgend möglich zu beschränken.

§ 7. Reinigung und Anstrich.

Die Eisenteile sind vor dem Zusammensetzen, falls nicht eine Reinigung durch Beizen mit Salzsäurelösung oder eine andere Reinigungsart vereinbart ist, trocken durch Scheuern und Bürsten von allen Unreinheiten sowie von Rost und Hammerschlag zu befreien. Gebeizte Teile sind zunächst in Kalkwasser zu tauchen, um die anhaftende Säure unschädlich zu machen, dann in reinem Wasser abzuspülen und hierbei oder durch ein besonderes Bad bis zur Siedehitze zu erwärmen und dann zu trocknen.

Unmittelbar nach der Reinigung sind die Teile mit dünnflüssigem, schnelltrocknendem, wasser- und säurefreiem Leinölfirnis allseitig satt zu streichen. Bis der Leinölfirnis genügend angetrocknet ist, sind die gestrichenen Eisenteile in geeigneter Weise unter Schutz zu lagern.

Vor dem Zusammensetzen der einzelnen Teile sind die Berührungsflächen nochmals zu reinigen und mit Leinölfirnis zu streichen. Dann werden die Teile zusammengesetzt und, soweit die Vernietung in der Werkstatt erfolgen soll, miteinander vernietet. Nach der Vernietung erhalten die Nietköpfe sofort den Leinölfirnisanstrich. Die Bauteile sind in diesem Zustande, vor Aufbringung des deckenden Grundanstriches, dem Besteller zur Prüfung und Abnahme vorzulegen.

Nach Erledigung der bei dieser Prüfung für erforderlich erachteten Nacharbeiten und nach Erneuerung des etwa beschädigten Leinölfirnisanstriches werden alle Fugen zwischen den Berührungsflächen sorgfältig ausgekittet. Alsdann erhalten die Teile den Grundanstrich, der nur dünn aufgetragen werden darf und gut trocknen muß.

Nach erfolgter Aufstellung und Verbindung der Bauteile sind die Köpfe der auf der Baustelle geschlagenen Niete von Rost zu reinigen und mit dem Grundanstrich zu versehen. Alle Fugen und alle Räume zwischen den Eisenteilen, in denen sich Wasser ansammeln kann, sind mit Kitt vollständig auszufüllen und sorgfältig zu verstreichen. Der Grundanstrich ist auszubessern.

Die weiteren Anstriche sind, falls nicht besondere Vereinbarung erfolgt, von der Lieferung ausgeschlossen.

Ist eine Verzinkung von Eisenteilen vorgeschrieben, so muß sie als ein das Eisen vollständig bedeckender, gleichmäßiger, gut haftender Überzug hergestellt werden.

§ 8. Prüfung während der Herstellung.

Dem Besteller steht das Recht zu, sich von der Vertragsmäßigkeit der Baustoffe und der Arbeit durch Proben und durch fortwährende oder zeitweise Prüfung selbst oder durch sachverständige Techniker zu überzeugen. Der Unternehmer hat dafür zu sorgen, daß dem Besteller sowie seinen Vertretern hierbei stets und überall Zutritt zu den betreffenden Werkstätten gestattet werde. Der Unternehmer hat das Recht, sich bei allen Prüfungen und Abnahmen selbst zu beteiligen oder vertreten zu lassen.

Bei der Ausschreibung ist näher anzugeben, in welchem Umfange die Proben gewünscht werden.

Die Prüfung des Baustoffes erfolgt auf Verlangen des Unternehmers auf den Hüttenwerken.

Wenn der Unternehmer oder das betreffende Hüttenwerk die erforderlichen Einrichtungen für die vorgeschriebenen Prüfungen nicht zur Verfügung stellt, so kann der Besteller die Prüfungen auf Kosten des Unternehmers anderweit ausführen lassen.

Der abgenommene, vorschriftsmäßige Baustoff ist als solcher zu stempeln. Nicht vertragsmäßig befundene Teile sind so zu bezeichnen, daß ihre Verwerfung erkannt werden kann, ohne daß sie durch diese Bezeichnung für andere Zwecke unbrauchbar gemacht werden.

Die Prüfung und Abnahme der Baustoffe und der zusammengesetzten Eisenteile geschieht, auch wenn sie auf den Werken von Unterlieferern stattfindet, auf Kosten des Bestellers, jedoch hat der Unternehmer die fertig bearbeiteten Probestäbe unentgeltlich zu liefern und die zu den Proben und Untersuchungen notwendigen Werkzeuge und Arbeitskräfte unentgeltlich zur Verfügung zu stellen.

Sollten bei der Prüfung der fertigen Bauteile, sei es in der Werkstatt oder während der Aufstellung am Bauplatze, Mängel in der Ausführung einzelner Stücke wahrgenommen werden, so ist der Unternehmer verpflichtet, die mangelhaften Stücke auf eigene Kosten durch andere, vorschriftsmäßige zu ersetzen.

Die Prüfung auf den Hüttenwerken und in der Werkstatt des Unternehmers muß für die innere Güte des Baustoffes entscheidend sein. Bei der Aufstellung können nur einzelne Stücke wegen äußerer Fehler, die hier erst bemerkt werden, verworfen werden.

§ 9. Auflagerung der Eisenbauwerke.

Die Auflagersteine oder Grundmauerkörper für den Eisenbau werden dem Unternehmer in richtiger Höhenlage überwiesen; auch werden ihm die Mittellinien des Bauwerkes und die Pfeilerachsen oder Säulenachsen durch deutliche Merkmale angegeben.

Für die richtige Lage der Mauerkörper und Auflager zueinander haftet der Besteller. Es ist jedoch Sache des Unternehmers, sich hiervon vor Beginn der Aufstellung durch eigenes Messen nach den Zeichnungen zu überzeugen, bei vorgefundenen Abweichungen an den Besteller zu berichten und den Bescheid abzuwarten.

Entsteht dadurch ein Aufenthalt in den Aufstellungsarbeiten, so ist der hierbei dem Unternehmer erwachsende Schaden diesem zu vergüten.

Zu diesen Messungen wird dem Unternehmer auf seinen Antrag seitens der bauführenden Beamten unentgeltlich Beihilfe geleistet.

Eine Verspätung gegenüber der vertragsmäßigen Überweisung des zur Aufnahme des Eisenbaues bestimmten Mauerwerkes, die eine Verzögerung in dem Beginne der Aufstellung nach sich zieht, hat eine entsprechende Verlängerung der Fertigstellungsfrist für den Eisenbau sowie Ersatz etwaigen Schadens unter Berücksichtigung der möglicherweise eingetretenen, veränderten Verhältnisse (in bezug auf Witterung, Länge des Arbeitstages usw.) zur Folge.

Das Aufstellen der Lagerkörper soll so erfolgen, daß die Druckabgabe auf sie und von ihnen auf die Unterlags- bzw. Widerlagssteine eine möglichst gleichmäßige ist. Zu diesem Zwecke ist zwischen die Lagerflächen der Grundplatten und die sorgfältig abgearbeiteten Auflager- bzw. Widerlagssteine eine Zwischenlage von Zement, Blei oder einer entsprechenden härteren Legierung in geeigneter Weise einzubringen.

Die hierzu erforderlichen Maurer- und Steinmetzarbeiten liefert der Besteller, ebenso die nötigen Stoffe (Zement, Blei oder eine Legierung), beides auf seine Kosten.

§ 10. Gerüste und Aufstellung.

Die Art der Aufstellung der Eisenbauwerke und die Ausbildung der Rüstungen bleiben, soweit nicht bei der Ausschreibung besondere Vorschriften gegeben sind, dem Ermessen des Unternehmers überlassen; er hat jedoch dem Besteller seine Absichten in dieser Beziehung unter Vorlage der nötigen Zeichnungen rechtzeitig zur Kenntnisnahme mitzuteilen und dessen Einwände zu berücksichtigen, soweit dadurch die Sicherheit der Aufstellungsarbeiten nicht gefährdet wird.

Der Besteller übernimmt durch seine Zustimmung keine Verantwortlichkeit für die Haltbarkeit der Gerüste, vielmehr fallen alle bei den Aufstellungsarbeiten vorkommenden Unfälle und deren Folgen lediglich dem Unternehmer zur Last.

Hebezeuge und sonstige zur Aufstellung erforderliche Geräte hat der Unternehmer auf seine Kosten zu beschaffen und zu unterhalten.

Die Gerüste dürfen Verkehrsstraßen und Gewässer nur soweit einengen, als es die zuständigen Behörden gestatten. Die Anordnung und Ausbildung der Gerüste unterliegen deshalb der durch den Besteller zu vermittelnden Genehmigung der betreffenden Behörden. Der Besteller hat den Unternehmer bereits bei der Ausschreibung auf die besonderen Verhältnisse in dieser Beziehung aufmerksam zu machen und möglichst auch Angaben über die Zufahrtswege zur Baustelle und ihre Verbindung mit der betreffenden Eisenbahnstation sowie über die Bodenbeschaffenheit (mit Rücksicht auf Rammarbeit), die Wasserverhältnisse (Hoch- und Niedrigwasser) und über Eisgang beizufügen.

Allen Anforderungen der zuständigen Aufsichtsbehörde hat der Unternehmer in der gestellten Frist nachzukommen und alle Vorkehrungen zum Schutze der Arbeiter nach den Unfallverhütungsvorschriften zu treffen, widrigenfalls der Besteller berechtigt ist, das Erforderliche ohne weiteres auf Rechnung des Unternehmers zu veranlassen.

Von der bevorstehenden Inangriffnahme des Gerüstbaues ist dem Besteller rechtzeitig Kenntnis zu geben.

Das Entfernen der Gerüste und das Beseitigen aller infolge der Aufstellungsarbeiten entstandenen Veränderungen und Beschädigungen am Bau selbst oder an den benachbarten Grundstücken hat der Unternehmer auf seine Kosten mit möglichster Beschleunigung zu bewirken.

III. Abnahme.

§ 11. Prüfung nach Vollendung.

A. Allgemeine Untersuchung.

Von dem in Aussicht stehenden Vollendungstage ist der Besteller vorher in Kenntnis zu setzen. Im Anschlusse an die Vollendungsarbeiten erfolgt seitens des Bestellers eine auf alle Teile sich erstreckende Untersuchung bezüglich der vertragsmäßigen Ausführung des Bauwerkes.

Zu dieser Abnahmeprüfung ist der Unternehmer zuzuziehen.

Über den Befund der Prüfung ist dem Unternehmer seitens des Bestellers eine schriftliche Bescheinigung auszustellen oder auf Verlangen eines der beiden Vertragschließenden eine beiderseits zu unterschreibende Verhandlung aufzunehmen.

Für die Beseitigung der etwa vorgefundenen Mängel ist eine angemessene Frost zu vereinbaren.

Falls es sich hierbei um Fehler handelt, durch die die Inbetriebnahme des Bauwerkes nicht behindert wird, soll die Abnahme deshalb nicht hinausgeschoben werden. Die Abnahme erfolgt dann unter dem Vorbehalte, daß der Unternehmer die Mängel innerhalb der vereinbarten Frist beseitigt.

B. Probebelastung.

Die Eisenbauwerke können auf Kosten des Bestellers Probebelastungen unterworfen werden, die entsprechend den Annahmen der Festigkeitsberechnungen auszuführen sind. Einzelheiten dieser Probebelastungen sind zwischen dem Besteller und dem Unternehmer zu vereinbaren.

Zu allen Probebelastungen ist der Unternehmer rechtzeitig einzuladen.

Bei den Probebelastungen werden die elastischen und bleibenden Formänderungen ermittelt.

Eine geringe bleibende Formänderung des Gesamtbauwerkes nach Entfernung der ersten Probelast läßt nicht auf mangelhafte Ausführung schließen, wenn sie nicht die Folge größerer Formänderung einzelner Teile, wie Verbiegung von Streben, Trennungen an den Verbindungsstellen und dgl. ist. Bei wiederholten Belastungen dürfen aber weitere bleibende Formänderungen nicht auftreten.

Übersteigt die gemessene elastische Formänderung die rechnerisch bestimmte, so darf aus dieser Erscheinung nur dann auf eine mangelhafte Ausführung geschlossen und der Unternehmer hierfür verantwortlich gemacht werden, wenn der Nachweis geführt wird, daß das Übermaß der elastischen Formänderung in Mängeln der Arbeit oder des Baustoffes seinen Grund hat.

Die Ergebnisse der Probebelastung sind unter Berücksichtigung von Temperaturunterschieden und ungleichmäßiger Erwärmung durch die Sonne zu beurteilen.

Alle Mängel, die sich bei der Probebelastung an dem Eisenbauwerke herausstellen und auf Fehler in der Ausführung oder in den Baustoffen zurückzuführen sind, hat der Unternehmer innerhalb einer angemessenen, beiderseits zu vereinbarenden Frist auf seine Kosten zu beseitigen, widrigenfalls dem Besteller das Recht zusteht, die erforderlichen Änderungen durch einen anderen auf Kosten des Unternehmers ausführen zu lassen.

§ 12. Abrechnung.

Die Abrechnung erfolgt, wenn nicht eine Pauschsumme vereinbart ist, nach dem Gewichte. Das der Abrechnung zugrundezulegende Gewicht wird, falls nicht die Ermittlung durch Berechnung ausdrücklich vereinbart wurde, durch Verwiegung bestimmt.

Wird nach dem berechneten Gewichte bezahlt, so wird die Gewichtsberechnung in folgender Weise aufgestellt. Die Einheitsgewichte werden nach dem spezifischen Gewichte ermittelt: es ist das spezifische Gewicht von Flußeisen und Stahl zu 7,85, von Gußeisen zu 7,25 anzunehmen. Für Walzträger, [-Eisen, Winkeleisen und sonstige Formeisen werden die Einheitsgewichte dem deutschen Normalprofilbuche oder für abweichende Formen dem Profilbuche des liefernden Hüttenwerkes entnommen. Für vorgenannte Profile und Flacheisen bis 18 cm Breite wird die größte Länge in Rechnung gestellt. Für breitere Flacheisen und Bleche werden Abschrägungen in Abzug gebracht; einspringende Ecken sind jedoch nicht abzuziehen. Für Nietköpfe wird ein Zuschlag von 3 vH des berechneten Walzeisengewichts gemacht.

Gußteile, deren Gewicht umständlich zu berechnen ist, werden nach der Stückzahl oder nach dem durch Wiegung festgestellten Gewichte bezahlt.

Erfolgt die ganze Abrechnung nach dem auf der Wage ermittelten Gewichte, so sollen sämtliche Bauteile verwogen werden. Sind eine Reihe gleicher Teile vorhanden, so genügt es, von diesen eine vom Besteller anzugebende und vom Unternehmer als ausreichend anerkannte Anzahl zu verwiegen und die hiernach ermittelten Stückgewichte der Abrechnung zugrundezulegen.

Alle Verwiegungen sollen in Gegenwart eines Beamten des Bestellers oder mit Einverständnis des Bestellers durch einen vereideten Wiegemeister des Werkes oder auf einer öffentlichen Wage geschehen.

Bei Abrechnung nach verwogenem Gewichte wird jedoch nur ein Mehrgewicht bis zu 3 vH bei Flußeisen, bzw. bis 5 vH bei Stahl und Gußeisen gegenüber dem nach vorstehenden Grundsätzen berechneten Gesamtgewichte bezahlt. Mindergewicht wird in Abzug gebracht.

Der Besteller ist befugt, gleichviel ob die Abrechnung nach berechnetem oder gewogenem Gewichte erfolgt, das Gewicht einzelner Bauteile stichweise auf der Wage festzustellen. Bauteile aus Flußeisen mit einem Mehrgewichte über 6 vH und Bauteile aus Stahl oder Gußeisen mit einem Mehrgewichte über 10 vH sowie alle Bauteile mit einem Mindergewichte über 2 vH gegen das berechnete Gewicht können zurückgewiesen werden.

Die Abnahme und Abrechnung der Arbeiten sowie die Zahlungen finden innerhalb der vereinbarten Fristen statt.

§ 13. Gewährleistung.

Für alle Schäden und Mängel, die an dem Bauwerke infolge schlechten Baustoffes oder fehlerhafter Ausführung des Eisenbaues entstehen, bleibt der Unternehmer, falls nicht eine andere Frist vereinbart wurde, bis zum Ablaufe eines Jahres nach stattgehabter Abnahme haftbar.

§ 14. Schlußbestimmung.

Sollte der Unternehmer gegen eine der vorstehenden Bedingungen Einwendungen erheben wollen, so hat er diese schon bei Abgabe seines Angebotes vorzubringen.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang 15. November 1920 Heft 21

EINE EINFACHE ANALYSE DES BRÜCKENSTAUES MIT VERGLEICHENDEM ZAHLENBEISPIEL.

Von Geheimen Baurat Graevell, Breslau.

Zur angenäherten Bestimmung des Brückenstaues, denn nur um eine solche kann es sich nach Lage der Verhältnisse in der Hydraulik — der angewandten Hydromechanik — zurzeit noch handeln, wo also eine streng wissenschaftliche Erfassung des Problems sowie demzufolge auch eine genaue rechnerische Behandlung nicht mehr möglich erscheinen, sei vorstehendes übersichtliche Verfahren einer Analyse zur Klärung der ganzen Sachlage angewandt, und zwar unter Benutzung altbekannter Formeln. Neuere Methoden sind vom Verfasser an anderen Orten des näheren dargelegt worden.

Der Stau ist eine Wasseranhäufung oberhalb der früheren Gefällelinie eines Wasserlaufes infolge von den Wasserabfluß beeinträchtigenden, bleibenden Hinderungen verschiedener Art im Wasserprofil. Durch die dadurch entstehende Wasseransammlung im Oberwasser des Hindernisses wird unter entsprechender Verlangsamung der Abflußgeschwindigkeit lebendige Kraft bzw. Energie frei, welche zu anderen Zwecken verwendbar gemacht wird oder mangels solcher in Wärme sich umwamdelt. Ersterenfalls kann eine sogenannte Absenkung — eine einer Absaugung ähnliche Verminderung des Wasserstandes — stattfinden, welche praktisch sich aber nur bis höchstens zwei Drittel der hydraulischen Druckhöhe im Schutze der die Ausbauung veranlassenden Hinderungen sich im strömenden Wasser auszubilden vermag, während reißende, wirre Wasserbewegungen bestimmter Beschaffenheit, die auch einen Stau nach aufwärts nicht mehr zu übertragen vermögen, einen solchen Abfall nicht aufkommen lassen. Die Absenkung gleicht natürlicherweise die durch den Stau veranlaßten Wassererhebungen aus, welche vornehmlich der Durchpressung der abzuführenden Wassermengen durch die infolge der Hinderungen entstandenen Profilengen dienen. Der Brückenstau ist ein Sonderfall des allgemeinen Staues, bei welchem aber die Hinderungen im Wasserprofil infolge Einengung durch die Pfeiler — worunter natürlich auch Landpfeiler, gegebenenfalls mit anschließenden Dämmen, im Wasserlauf und ähnlich wirkende sonstige Anlagen verstanden werden — also durch eine Einziehung, der Breite nach, veranlaßt werden, während bei dem Wehrstau und bei den ähnlich wirkenden Grundschwellen und verwandten Bauwerken die Einschnürung der Höhe nach erfolgt. Diese verschiedenen Stauarten sind aber doch nur Abarten voneinander bzw. des allgemeinen Staues, je nachdem die zur Betätigung zwecks Überwindung der Hindernisse wirksamen Druckhöhen in dem vorerwähnten Sinne eingreifend in den Vordergrund treten, während die sonst noch stets vorkommenden, anderen, nebentätigen Druckhöhen dagegen zurückstehen, demnach nicht der besonderen Wesenheit der Stauart entsprechen. Es sind diese letzteren Nebendruckhöhen im wesentlichen die Kraftquellen für die Überwindung der Widerstände der Form und der Reibung bei den störenden Einbauten sowie bei der Wasserbewegung selbst, wie z.B. bei den wellen- und wirbelbildenden Hinderungen, den Querströmungen, den durch sie bedingten Einschränkungen (Kontraktionen), den Stoßverlusten und dgl. Vorkommnissen mehr. Bei dem Brückenstau wird gewissermaßen ein Aus- bzw. Durchfluß unter Wasser mit einer Öffnung in ganzer Tiefe veranlaßt. Der für die Wasserführung durch die Brückenenge benötigte Teil der Stauhöhe ist somit umgekehrt proportional der Tiefe des Wasserlaufes. Der betreffende Stauhöhenanteil nimmt daher die Form an $z = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2\,g\,t}$. Für die Nebenwirkungen fällt offenbar der Einfluß des Tiefenfaktors weg. Bei Brückenstauformeln, welche nach der Berechnungsweise für Überfälle aufgestellt sind, liefern daher ohne besondere Berichtigung unter sonst gleichen Verhältnissen, also bei gleichbleibenden Geschwindigkeiten, natürlich jedoch entsprechend geänderten Wassermengen, diese Formeln stets für alle Tiefen dieselben Stauhöhen, und zwar die für die Tiefeneinheit, somit evtl. falsche Werte. Die bekannte Brückenstauformel von Rehbock verhält sich in dieser Beziehung ebenso indifferent. Die nach dem Bernouillischen Theorem aufgebauten Brückenstauformeln, wie u. a. der viel gebrauchte Ausdruck von Daubuisson, zeigen diese Beschränkung nicht. Da die angreifenden und widerstehenden Kräfte naturgemäß teilweise ungleich über die Stauanlage verteilt sind, so wird sich auch der Linienzug des Staubildes demgemäß gestalten. Von dem Punkt seiner höchsten Erhebung (h_0) über die alte Linie des Spiegelgefällss des ungestauten Wasserlaufes, und zwar von der Stelle ab, wo die Stromlinien vor den Pfeilerköpfen sich zu teilen beginnen, strömt das Wasser infolge des durch den Stau erhöhten Wasserstandes mit geringer Geschwindigkeit (v_{0e}), demnach auch vermindertem Gefälle den Pfeilerköpfen zu. Hier tritt, der beginnenden Einziehung entsprechend, ein bemerkenswerter Abfall in Form einer oberen Staustufe (h_e), ein. In der Brückenenge selbst herrscht ein der vergrößerten Durchflußgeschwindigkeit entsprechendes Spiegelgefälle (e_m). Am Ausgang aus der Brückenenge (a) liegt die zweite, aber niedrigere Abfallstufe (h_a), welche hinter dem unteren Pfeilerkopf sich stark in ihrer Neigung vermindernd, an der Wiedervereinigungsstelle der getrennten Stromlinien das alte Gefälle des Unterwassers (u) wieder erreicht. Eine Einziehung (Kontraktion) der Wassermasse tritt im allgemeinen, dem Formwiderstand der Pfeilerköpfe entsprechend, nur am Eingang zur Brückenenge auf. Die Gestaltung der hinteren Pfeilerköpfe ist in bezug auf den Formwiderstand und demnach auch auf die Einziehung von keiner großen Bedeutung. Am Ausgang der Brückenenge kann eine Kontraktion wegen der geringen Bedeutung daselbst als fehlend angenommen werden. Daß am Ausgang aus der Brückenenge eine Staustufe sich befinden muß, liegt auf der Hand, denn es ist dort zur Überwindung örtlicher Widerstände, mindestens aber zur Aufhebung der Stoßverluste, eine Druckwirkung nötig. Sonst liegen aber anscheinend so recht keine weiteren Veranlassungen zu ferneren Anforderungen in dieser Beziehung vor. Es müßte dann schon, gewissermaßen als Reaktion für die verschiedenen Druck- bzw. Saugwirkungen am Hinterpfeiler in Beziehung auf die entsprechenden Wirkungen am Vorderpfeiler, und, dann in umgekehrtem Verhältnis, eine Wasserspiegelerhöhung, der Heckwelle der Schiffe entsprechend, angenommen werden. Diese Annahme ist aber gekünstelt. Auch scheint sie sich sichtlich im wesentlichen Grade nicht zu bestätigen. Wenn das Schaubild der Staulinie, welches im allgemeinen in dem Stromstrich anzunehmen ist, auch nicht ganz den sichtlichen Erscheinungen an den Pfeilern, mit denen es aber nicht verwechselt werden darf, entspricht, so kann es bei enger Pfeilerstellung in Anbetracht des zum Ausgleich

der Wasseroberfläche einsetzenden Quergefälles doch keine sehr abweichende Gestaltung einhalten, zumal ja auch eine eigentliche ausgesprochene Rinnenbildung sich kaum bemerklich machen dürfte, falls sie nicht mit anderen Ursachen zusammenhängen sollte. Man wird also im Falle von Zweifeln besser daran tun, für die untere Staustufe im allgemeinen nur den Einfluß der zum Ausgleich des Stoßverlustes erforderlichen Druckhöhe als wirksam für die Größe des dortigen Abfalls anzusehen.

An den Hinterköpfen der Pfeiler macht sich ferner noch die Wirkung der sogenannten Absenkung, einer einer Absaugung ähnlichen Erniedrigung des Wasserspiegels, welche bei der Anhäufung von Energie im Oberwasser (Stau) einzutreten pflegt, erfahrungsgemäß in einer Größe bis zu zwei Dritteln des hydraulischen Druckes bemerkbar. Wirre Wasserbewegungen, wie sie u. a. ein teilweises oder ganzes sogenanntes Schießen des Wassers mit sich bringt, stören die Absenkung und machen sie zunichte. Das volle Schießen in einem Wasserlauf tritt bekanntlich ein, wenn die Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit, die bei Wellenhöhen ohne Ausdehnung, also sogenannten physikalischen Wellen, mit der Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit $\sqrt{g\,t}$ erfolgt, kleiner bleibt, wie die Abflußgeschwindigkeit. Erstere wird also durch letztere überholt, wodurch wälzende Bewegungserscheinungen an der Wasseroberfläche (Deckwalzen) sich bilden und Energieauslösungen, welche sich in Wärme umsetzen, stattfinden, so daß ein natürliches Selbstregulierungsmittel wirksam wird, um dem zu starken Einfluß einer allzuhohen Geschwindigkeit ausgleichend zu begegnen. Kommt das Wasser schon gleich in schießendem Zustand vor der Brückenenge an, bei dem die Fortpflanzung eines Rückstaues noch oben zu offenbar nicht mehr möglich erscheint, so tritt, abgesehen von einem Form- und Reibungswiderstand, ein eigentlicher Geschwindigkeitshöhenstau überhaupt gar nicht mehr auf. Ein partielles Schießen, wo die Deckwalzen nicht abwärts wandern, sondern stationär bleiben und sich auch nicht über die ganze Wasserbreite erstrecken, ist natürlich auch nur als partielle Zustandsänderung aufzufassen, die am einfachsten durch proportionale Zwischenteilung in die anschließenden Bewegungszonen behandelt wird. Die Fälle, wo das strömende Wasser durch die Brückenanlage erst zum Schießen gebracht wird, kommen nur bei reißenden Gewässern, also naturgemäß meist nicht tiefen Flüssen vor, während ein diesbezüglicher Vorgang bei ruhigen Flüssen nur bei ganz starker Einschnürung oder bei steilen Abfällen möglich erscheint. Beim völligen Überwiegen der Turbulenz, die nur bei sehr großen Tiefen und hohen Geschwindigkeiten erfolgen kann, findet statt des Schießens, das ja eigentlich nicht als eine besondere Art der Bewegung, sondern vielmehr nur als ein Modus derselben anzusehen sein dürfte, eine Fließweise in Art eines zwangsläufig geführten Wasserstrahles statt, der im Gegensatz zum freien Wasserstrahl steht, wo die schichtenförmige (laminare) Strömung herrscht. Tritt eine Absenkung ein, so wäre sie offenbar von der berechneten Stauhöhe abzusetzen. Erstere wäre zunächst bei der unteren Staustufe, diese vermindernd, sodann evtl. zur oberen übergehend, zu berücksichtigen. Es entsteht dann ein mehr ausgeglichener Zug des Staubildes mit nur einer wesentlichen Erhebung nebst anschließender zugehöriger Tauchung am Vorderkopf des Pfeilers. Im allgemeinen wäre noch für die Form des Staubildes der Staulinie zu bemerken, daß natürlich die Übergänge an den Abfällen, die natürlich nicht senkrecht erfolgen, sowie an den Brechpunkten, ihren besonderen Verhältnissen entsprechend, angemessen ineinander gezogen und abgerundet sich ausgestalten werden, wie es die Anforderungen der Hydraulik mit sich bringen.

Eine einfache Form der Brückenstauberechnung kann aus der Berechnungsweise der Bewegungswiderstände in Röhrenleitungen hergeleitet werden, wo es sich auch in ähnlicher Weise um eine Verengerung mit nachfolgender Wiedererweiterung handelt, welche Art der Behandlung in sinngemäß angewandter Weise bei Annäherungsbestimmungen auch auf offene Wasserläufe wohl unbedenklich übertragen werden darf, wie es der Erfolg rechtfertigt. Die dabei zu verwendenden altbekannten Formeln für die Geschwindigkeits- bzw. Widerstandshöhen sind von der Form $w_v = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$ bzw. $w_w = \frac{(v_2 - v_1)^2}{2g}$. Werden dabei die Geschwindigkeiten den örtlichen Verhältnissen entsprechend hergeleitet, so bedarf es für diese Formeln nicht noch besonderer Beiwerte. Da die Kontraktion im allgemeinen nur am Eingang zur Brückenenge (e) vorkommt, so wird sie bei einer Zusammenfassung der Widerstände nur bei stumpfen Pfeilerendigungen wesentlich in die Erscheinung treten können, in den übrigen Fällen aber vielfach vernachlässigt werden können. Es bleibt überhaupt zu beachten, daß die Kontraktion nach den früher gebräuchlichen Ausdrücken erfahrungsgemäß sich gewöhnlich als viel zu hoch berechnet. Daher ist die Benutzung neuerer, richtiger Formeln am Platze.

Nun zum Zahlenbeispiel. Ein Wasserlauf von rechteckigem Querschnitt, in Breitestreifen von je B = 12 m, einer Tiefe t = 1,0 m ströme mit einer mittleren Geschwindigkeit von v = 2,0 m einer Brückenenge zu mit lichten Öffnungen von je b = 8,0 m, bei einem beiderseitigen Vorstande der Land- bzw. Flußpfeiler von $\frac{d}{2}$ = 2,0 m, somit im ganzen von d = 2 · 2,0 = 4,0 m. Die Seiten der spitzen Pfeilerköpfe seien vorn und hinten so geneigt, daß sie einen spitzen Winkel gegen die Pfeilerachsen von $\frac{\alpha}{2} = 22{,}5^0$ bilden. Die Wandungen seien mittelrauh. Die Länge der Brückenanlage einschl. der Köpfe betrage L = 1,0 + 10,0 + 1,0 = 12,0 m. Es stellen sich dann: die Fläche für das uneingeschränkte Flußprofil auf F = 1,0 · 12,0 = 12,0 qm, das eingeengte Profil ohne Aufstau auf f = 8 · 1,0 = 8,0 qm, die Einengung auf d = 1,0 · 2,0 2 = = 4,0 m bzw. f_d = 4,0 qm und die abzuführende Wassermenge auf Q = 2,0 · 1,0 · 12,0 = 24 cbm. Das Wasser wird infolge der Einschnürung durch die Brückenanlage vom Strömen fast zum vollen Schießen gebracht. Denn dieser tritt ein bei etwa $c = \sqrt{g\,t} = \sqrt{9{,}81 \cdot 1{,}0} = 3{,}13$ m.

Gesetzt, die Aufgabe sei gelöst und es betrage die Gesamtstauhöhe h_0 = 0,41 m. Es stellen sich dann von oben nach unten zu die für den Brückenstau charakteristischen Geschwindigkeiten auf:

$$v_0 = 2{,}0 \text{ m}; \quad v_{0e} = \frac{Q}{F + B\,h} = \frac{24}{12 + 12 \cdot 0{,}41} = 1{,}42 \text{ m};$$

$$v_e = \frac{Q}{\mu\,(f + b\,h)} = \frac{24}{0{,}98\,(8 + 8 \cdot 0{,}41)} = 2{,}17 \text{ m};$$

$$v_{em} = \frac{24}{8 + 8 \cdot \frac{0{,}41}{2}} = 2{,}35 \text{ m}; \quad v_a = \frac{Q}{f} = \frac{24}{8} = 3{,}0 \text{ m}; \quad v_u = 2{,}0 \text{ m}.$$

Es beträgt dann die Geschwindigkeitshöhe angenähert:

$$h_{ea} = \frac{v_a^2 - v_{ea}^2}{2\,g\,t} = \frac{3{,}00^2 - 1{,}42^2}{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}0} = 0{,}356 \text{ m};$$

die Widerstandshöhe für eine plötzliche Zusammenziehung am Eingang zu der Brückenenge nach Weisbach:

$$h_e = \frac{\zeta_2\,v_a^2}{2\,g} = \frac{0{,}08 \cdot 3^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}036 \text{ m},$$

wobei $\zeta_2 = \frac{0{,}0765}{d^2} - \left(\frac{1}{\alpha} - 1\right)^2 = \text{rd. } 0{,}08$ und $\alpha = 0{,}98$

ist; die Widerstandshöhe für eine plötzliche Erweiterung am Ausgang aus der Brückenenge, wo der Stoßverlust eintritt, beträgt:

$$h_a = \frac{\zeta_1\,v_a^2}{2\,g} = \frac{0{,}25 \cdot 2{,}0^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}051;$$

somit $$h_w = h_e + h_a = 0{,}036 + 0{,}051 = 0{,}086 \text{ m}.$$

Da aber doch gerade kein plötzlicher Übergang in beiden Fällen eintritt, so sei diesem Umstand durch Beigabe eines

Berichtigungswertes von etwa rd. 0,70 Rechnung getragen. Hierdurch ändert sich der Gesamtwiderstand in

$$h_w = 0{,}70 \cdot 0{,}086 = \text{rd. } 0{,}60 \text{ m.}$$

Die Gesamtstauhöhe beträgt somit 0,356 + 0,600 = 0,416 m, wofür, wie zuvor angenommen, h = 0,41 m belassen werde.

Das Spiegelgefälle in der Brückenenge stellt sich nach Bazin bei c = 0,16 zu

$$J = \frac{v^2_{em}}{x^2} \quad R = \frac{2{,}35^2 \cdot 0{,}96}{74{,}8} = 0{,}00094;$$

also für 10 m Länge auf rd. 1 cm, wobei

$$R = \frac{F}{U} = \frac{8 + 8 \cdot \frac{0{,}41}{2}}{8 + 2 + \frac{2 \cdot 0{,}41}{2}} = 0{,}96 \text{ und } v_{em} = \frac{24}{8 + 8 \cdot \frac{0{,}41}{2}} = 2{,}35 \text{ m.}$$

Selbstverständlich sind alle diese für das Beispiel gemachten Vorangaben durch vorhergehende Berechnungen gefunden worden. Bei der einfachen Berechnungsweise kann es sich natürlicherweise um keine große Genauigkeit handeln, welche auch gar nicht erstrebt worden ist. Es sollte hier nur eine drastische Vorführung gegeben werden, wie auch auf einer primitiven, aber richtigen Grundlage für die Praxis genügende angenäherte Ergebnisse unschwer erhalten werden können. Anderseits dürfte es nicht angebracht sein, durch komplizierte Berechnungsweisen und Schärfe im Zahlenrechnen anscheinend bessere Ergebnisse erzielen zu wollen, denen aber in Wahrheit doch die genügenden verläßlichen Unterlagen, somit der richtige Wert fehlen. Das Schaubild des engeren Brückenstaues für das Beispiel kann, in der Richtung von oben nach unten fortschreitend, in runden Zahlen, als Abfälle dargestellt, etwa folgendermaßen gedacht werden. Von dem Scheitelpunkt bis zu dem vorderen Pfeilerkopf wäre auf ein absolutes Gefälle von höchstens 1 cm zu rechnen. Es folgt dann bis zum Eingang zur Brückenenge als erste auffallende Staustufe ein Abfall von höchstens 34 cm. Die Brückenenge selbst weist ein Spiegelgefälle von etwa 1 cm auf. Am Ausgang der Brückenenge stellt sich nach der vertretenen Auffassung eine zweite Staustufe mit einem Abfall von mindestens 5,1 . 0,7 = 3,57 = rd. 4 cm ein. Für eine weitere Ausziehung bis zum Unterwasser kann noch etwa rund 1 cm Höhe gerechnet werden. Im ganzen ist daher ein Höhenunterschied von 41 cm vorhanden. Der so gewonnene Linienzug stellt sich in seiner Erhebung über dem alten Spiegelgefälle des ungestauten Wasserlaufes in seinen einzelnen Ordinaten, wie folgt, dar, und zwar besitzen dieselben dann je 41, 40, 6, 5, 1 und 0 cm Höhe. Die Brechpunkte dieses Linienzuges sind natürlich angemessen ausgerundet zu denken.

Zur Nachprüfung der gefundenen größten Stauhöhe sind für das behandelte Beispiel noch einige andere Berechnungsweisen in Anwendung gekommen, welche nachstehende Ergebnisse gebracht haben:

1. Nach der Formel von Daubuisson beträgt h_0 = max. h = 47 cm,
2. nach der von A. Hofmann in Pasing = 44 cm,
3. nach der von Rehbock = 44 cm,
4. nach der Methode des Verfassers, die Stauweite im Oberwasser betreffend = 43 cm,
5. desgl. des Wasserwiderstandes = 42 cm,
6. desgl. der Bewegungsgröße = 41 cm,
7. nach Modellversuchen an der Technischen Hochschule in Karlsruhe = 41 cm,
8. nach der vorliegenden Analyse des Brückenstaues = 41 cm.

Es ist jedoch nicht ausgeschlossen, daß wegen der etwas knappen Anrechnung der Widerstände sich das Ergebnis der Analyse vielleicht doch noch etwas höher stellen könnte. Es darf aber jedenfalls wohl angenommen werden, daß das durch die Analyse gefundene Ergebnis im wesentlichen als richtig angesehen werden kann und daß daher auch im allgemeinen diese einfache angenäherte Berechnungsweise annehmbare Werte liefern dürfte. Die Art der Analyse stellt leider keine geschlossene Gleichung dar, die zur unmittelbaren Bestimmung der Stauhöhe dienen könnte. Denn durch den Ausdruck für die Gesamtstauhöhe h_0 bzw. für die Geschwindigkeitshöhe h_v in Verbindung mit der Gleichung für v_{0e}, die noch h_0 enthält, kann dieses erst durch Versuchsrechnungen näher bestimmt werden. Eine unmittelbar lösbare Näherungsgleichung kann aber durch eine einfache Umformung der vorher gewonnenen Beziehung erhalten werden, und zwar in dem Ausdruck:

$$h_0 = \left(1 + \frac{d}{\mu B}\right) \frac{v_a^2 - v_u^2}{2 g t} + h_w,$$

somit für das Zahlenbeispiel:

$$h_0 = \left(\frac{1+4}{0{,}98 \cdot 12}\right) \frac{3{,}0^2 - 2{,}0^2}{19{,}62 \cdot 1{,}0} + 0{,}06 = 0{,}402 = \text{rd. } 0{,}41 \text{ m.}$$

Für t = 2,0 m ist

$$h_0 = \left(\frac{1+4}{0{,}98 \cdot 12}\right) \frac{3{,}0^2 - 2{,}0^2}{19{,}62 \cdot 2{,}0} + 0{,}06 = 0{,}232 = \text{rd. } 0{,}24 \text{ m.}$$

Für t = 4,0 m stellt sich

$$h_0 = \left(\frac{1+4}{0{,}98 \cdot 12}\right) \frac{3{,}0^2 - 2{,}0^2}{19{,}62 \cdot 4{,}0} + 0{,}06 = 0{,}144,$$

nach unten abgerundet auf 0,14 m.

Der neue Ausdruck für h_0 weicht je nach den Umständen von der eigentlichen Gleichung bis zu mehreren Prozenten nach oben und unten ab. Es kann sonach ohne weiteres eine formale Berichtigung der Näherungsformel nicht eintreten. Dieselbe würde, falls nötig, nur durch die nachträgliche Anwendung des eigentlichen Hauptverfahrens geschehen müssen. Tritt bei strömendem Wasser, welches nicht durch die Brückenenge in ein teilweises oder ganzes Schießen gebracht wird, eine Absenkung ein, wie dies in der Mehrzahl der ruhig fließenden Gewässer der Fall ist, so wird der Wert der Absenkung mit $\frac{2}{3} \cdot \frac{v_0^2}{2 g} = \frac{v_0^2}{3 g}$ noch von dem gefundenen Wert h_0 in Abzug gebracht werden müssen.

Die, wie gezeigt, richtig arbeitende Methode der Analyse tut dar, auf welch verhältnismäßig einfache und übersichtliche Weise das immerhin recht komplexe Problem des Brückenstaues in für die Praxis genügender Weise erkannt und gelöst zu werden vermag.

Da bei dem Beispiel in Anbetracht der einmal angenommenen Geschwindigkeit von 2,0 m die gewählte Tiefe von nur 1,0 m etwas außergewöhnlich erschien, so sind bei den Modellversuchen auch noch für Tiefen von 2,0 und 4,0 m unter Belassung der Geschwindigkeit von 2,0 m die Stauhöhen ermittelt worden. Es ergibt sich dabei die folgende vergleichende Zusammenstellung von Berechnung und Versuch hinsichtlich der Stauhöhen für die verschiedenen Tiefen, und zwar:

Tiefen	1,00	2,00	4,00 m
nach Berechnung	0,41	0,21	0,13 ,,
,, der Näherungsformel	0,41	0,24	0,14 ,,
,, Versuch	0,41	0,27	0,13 ,,

Die Übereinstimmung der Ergebnisse ist in Anbetracht der primitiven Verhältnisse immerhin noch eine leidliche. Die Abweichungen der Ergebnisse bei den Geschwindigkeiten von v = 2 m fallen aber doch etwas auf.

Von der hier vorgeführten Analyse des Brückenstaues bis zur Brückenstauformel des Verfassers ist nur noch ein kleiner Schritt. Denn diese lautet nämlich:

$$h = h_w + h_v = h_w + \frac{1}{2 g t} (\text{max. } v^2 - \text{min. } v^2)\ (1 - a).$$

Hierin bedeuten h_w die Widerstands- und h_v die Geschwindigkeitshöhe. Das Glied (1 − a) bringt den Einfluß der Absenkung

bei strömendem Wasser und die Absaugung bei reißendem Wasser zum Ausdruck, worin a je nach der Zugehörigkeit zu den in Betracht kommenden Fließzonen, in Anlehnung an das schon zuvor Gesagte, zu $^2/_3$ bzw. 1 zu bewerten ist. Die Wiederstandshöhe h_w wird nach einer geeigneten Methode zu bestimmen sein. h_w wäre zweckmäßig zuerst zu berechnen. Es kann dann ferner zunächst angenommen werden, daß

$$\text{max. } v = \frac{Q}{b\,t} \text{ und } \text{min. } v = \frac{Q}{B\,(t+h)} = \text{rd. } v\left(\frac{f}{F}\right)^{2/3} \text{ ist.}$$

Die von der Brücke flußaufwärts anschließende weitere Staukurve, welche eine Art logarithmischer Linie — näherungsweise eine Parabel — bildet, kann nach einer der bekannten Beziehungen bestimmt werden. Eine direkte Formel ist von A. Hofmann in seiner bemerkenswerten Abhandlung „Über die Bewegung des Wassers im offenen Gerinne" in der Zeitschrift für das gesamte Turbinenwesen, Jahrgang 1918, S. 55 durch die Gleichung

$$x_1 = \frac{1}{J}\left(y_0 - y_1 + \frac{t_u}{2} \text{ log. nat. } \frac{y_0}{y_1} \cdot \frac{2\,t_u + y_1}{2\,t_u + y_2}\right)$$

gegeben worden, welche sich bewährt haben soll.

VERSCHIEDENE HERVORRAGENDE, WÄHREND DES KRIEGES AUSGEFÜHRTE EISENBETONBAUTEN.

Von Bauinspektor Meisenhelder, i. Fa. Wayß & Freytag, A.-G., Neustadt a. d. Haardt.

Nach dem Vortrag auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins 1920 zu Berlin.

I. Wasserturm Völklingen.

Zur Sicherung der Wasserversorgung des Hüttenbetriebes planten die Röchlingschen Eisen- und Stahlwerke Mitte des Jahres 1917 die Erbauung eines neuen Hochbehälters, da die vorhandenen eisernen Doppelbehälter von je 100 cbm Inhalt auf eisernem Unterbau den Ansprüchen nicht mehr genügten.

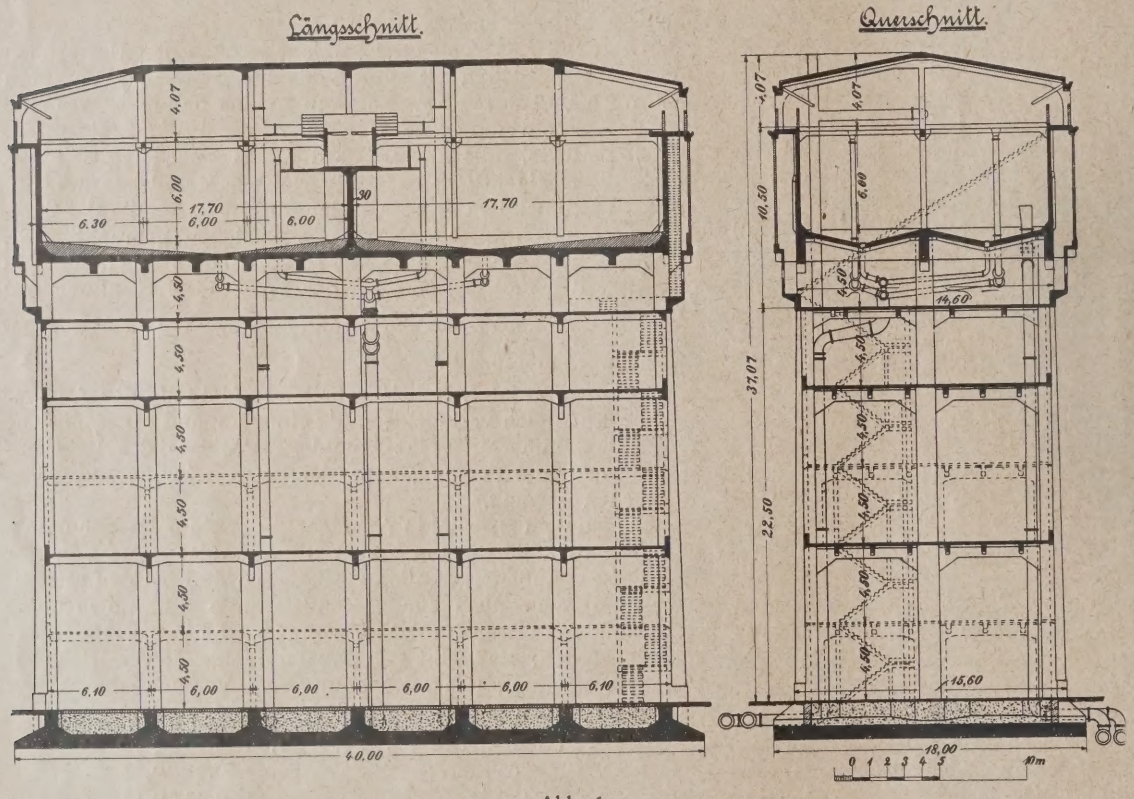


Abb. 1.

Für den neuen Behälter war zunächst ein Fassungsraum von 2000 cbm vorgesehen.

Der erste Entwurf, der von der Firma Wayß & Freytag A.-G. ausgearbeitet wurde, unterscheidet sich von dem endgültigen außer durch die Größe des Behälters in einigen konstruktiven Einzelheiten. Das Dach war zuerst in Holz vorgesehen und wurde dann durch ein Eisenbetondach ersetzt, mit Rücksicht auf die Gefahr der Fliegerangriffe. Es sollte dadurch erreicht werden, daß etwa auf den Wasserturm niederfallende Fliegerbomben beim Aufschlagen oder Durchschlagen der Dachdecke zur Detonation kommen und den eigentlichen Wasserbehälter nicht zerstören.

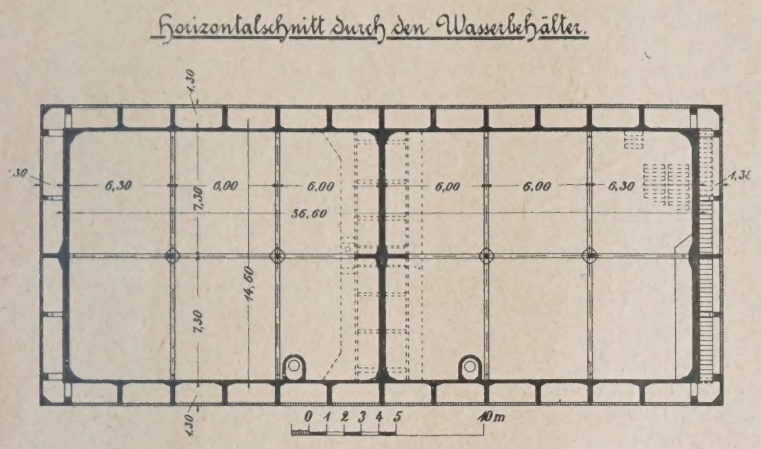
Die Tragkonstruktion des Behälters war durch oben offene Querrahmen gebildet, die nach innen über die Umschließungswände des Behälters vorsprangen. Dieses wurde mit Rücksicht auf die Reinigung des Behälters und die Möglichkeit der Durchführung eines einwandfreien wasserdichten Glattstriches als ein Übelstand angesehen. Der neue Entwurf sah ebene durchlaufende Innenflächen vor. Die Sohle des Behälters, der durch eine Zwischenwand in zwei Hälften zerfiel, war im Querschnitt sägeförmig nach zwei tiefsten Punkten fallend vorgesehen und der Länge nach mit stärkerem Gefälle gegen die Mittelwand gedacht. Zur Vereinfachung der Konstruktion sah man beim endgültigen Entwurf den Boden im Längsschnitt horizontal vor und stellte das geringe Längsgefälle durch Überbetonierung her.

Der endgültige Entwurf ist in den Abb. 1 u. 2 dargestellt.

Bei Vollbetrieb der 7 Hochöfen während der Kriegszeit lieferten die Pumpen in 12 Stunden 33000 cbm oder 750 sekl. Der Wasserbehälter erhielt einen Fassungsraum von 3000 cbm. Die Höhe des Turmes beträgt 33 m von Terrain bis Behälteroberkante und 37,07 m von Terrain bis Dachfirst. Die Grundfläche beträgt 40/18 m. Der Unterbau besteht aus 7 Gruppen von je 3 Säulen. Letztere stehen jeweils auf einer gemeinsamen Querrippe auf der durchgehenden Fundamentplatte von 65 cm Stärke. Der Zwischenraum zwischen den Querrippen der Fundamentplatte ist mit Erde ausgefüllt. Die 27 m hohen Säulen werden unterhalb des Behälters durch 2 eingebaute Zwischengeschosse im Höhenabstand von je 9 m gegeneinander versteift und außerdem noch durch den Tropfboden in einer Höhe von 22,5 m über Terrain. Die Zwischendecken sind für 1000 kg/qm Nutzlast berechnet, um später die Möglichkeit zu haben, sie entweder zu Bureaus oder als Magazinräume zu

benutzen. Die Gründung erfolgte auf gutem Baugrund mit einer zulässigen Beanspruchung von 1,7 kg/qcm. Für später ist der Einbau zweier weiterer Zwischendecken vorgesehen, deren Gewicht und Nutzlasten schon bei dem Projekt berücksichtigt werden mußten.

Der Einbau sollte in der Weise erfolgen, daß innen neben den Hauptsäulen neue Säulen auf die vorhandenen Zwischendecken aufgesetzt werden. Zur Verbindung dieser mit den Hauptsäulen des darunterliegenden Geschosses waren in den Säulen des letzteren bereits die Eisen eingelegt, die über die



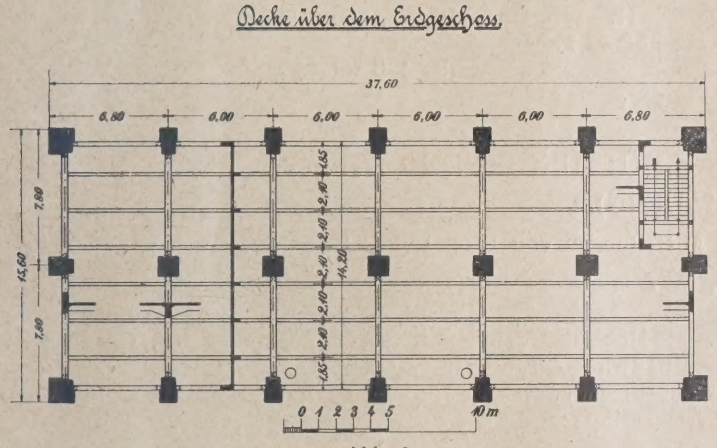


Abb. 2.

Decke bzw. die Brüstungsträger hervorragen. Mit Rücksicht auf die Quersteifigkeit des ganzen Bauwerkes wurden die Hauptträger (Querschnitt 80/30) der Decken quer gelegt und die 8 Nebenträger (Querschnitt 45/25), von denen die äußeren als Brüstungsträger ausgebildet sind, der Länge nach. Durch kräftige Vouten an den Hauptträgern wurde die Quersteifigkeit des Bauwerks verbessert. Bei fertigem Ausbau würden somit 6 Geschosse mit je 500 qm Grundfläche für irgendwelche Gebrauchszwecke zur Verfügung stehen. Die Verbindung zwischen den einzelnen Geschossen wird durch die an der einen Stirnseite angebrachte Treppe, die den Zugang zu dem Behälter bildet, hergestellt. Nach vollständigem Ausbau war dann noch ein Aufzug, der an der Außenseite angebracht werden sollte, vorgesehen.

Infolge des Zusammenbruches im November 1918 kamen die weiteren Zwischenwände sowie die vorgesehene Ausmauerung nicht mehr zur Ausführung.

Das oberste fünfte Geschoß wird durch den Tropfboden gebildet, der für eine Nutzlast von 300 kg/qm berechnet ist. Er nimmt die Rohrleitungen auf (Zuleitung, Ableitung, Leerlauf, Überreichleitung). Diese Rohrleitungen werden auf den Tropfboden abgestützt; außerdem werden hier noch die verschiedenen Schieber zum Abschluß der Leitungen angebracht. Die Bedienung erfolgt von Eisenbetontreppen auf dem Tropfboden. Der Tropfboden ist mit einem wasserdichten Glattstrich versehen und hat ein schwaches Gefälle nach zwei in der Mitte der Längsaußenwand angebrachten, aus Eisenbetonrohren hergestellten Falleitungen, so daß etwaiges bei einem Unfall oder auf sonstige unvorhergesehene Weise eindringendes Wasser abgeleitet werden kann. Die Randträger des Tropfbodens haben eine konsolartige Verbreiterung, auf der eine Monierwand aufsitzt. Diese ist mit kleinen quadratischen Fensterluken versehen. Es entsteht auf diese Weise ein Umgang um den Tropfboden. Die Monierwand bildet den Übergang zu der äußeren Umkleidung des Behälters.

Der eigentliche Behälter besteht aus zwei Kammern von je 14,10 m Breite im Lichten und 17,80 m Länge. Die Höhe von der höchsten Stelle der Sohle an bis Oberkante der Seitenwände beträgt 6 m. Durch eine Querwand in der Mitte zerfällt er in 2 gleiche Teile. Jede Hälfte ist für sich allein mit allen Betriebseinrichtungen versehen, so daß der Betrieb mit einer Hälfte allein durchgeführt werden kann. Das Traggerippe des Behälters besteht aus oben offenen Querrahmen, deren horizontaler Balken sich auf die Säulen auflegt und deren vertikale Stiele ein horizontales Zugband zur Aufnahme des bei gefülltem Bassin entstehenden Horizontalschubes aufweisen. Diese Rahmen liegen in Abständen von 6 m, entsprechend dem Säulenabstand. Dazwischen liegt je noch ein weiterer Rahmen der gleichen Bauart, der sich auf die 3 Hauptlängsträger abstützt, aber oben ohne Zugband geblieben ist. Die oberen Enden der Stiele dieser Rahmen geben den Horizontalschub an die als horizontale Träger ausgebildeten Eisenbetonplatten, die den oberen Behälterumgang bilden, ab, die ihn ihrerseits wieder auf die benachbarten Zugbänder übertragen. Boden und Seitenwände des Behälters spannen sich nun in horizontalem Sinne auf 3 m zwischen diese Rahmenträger und zwar so, daß die Innenkanten bündig mit der Behälterumschließung liegen. Es entsteht somit eine vollständig ebene und glatte durchgehende Innenfläche des Behälters, ein Umstand, der bei der Reinigung von großem Vorteil ist. In ähnlicher Weise wie der Querrahmen ist auch der mittlere Längsträger über der mittleren Säulenreihe in Verbindung mit den die Stirnwände in der Mitte stützenden Rippen als Rahmen ausgebildet, der durch ein Längszugband eine Verbindung der oberen Stielenden erhält. Die Stirnwände spannen sich sodann horizontal auf eine Entfernung von etwa 7 m zwischen den Längswänden und dem Stil des Längsrahmens und außerdem noch in vertikalem Sinne zwischen Boden und der oberen als Horizontalträger ausgebildeten Laufstegplatte der Stirnwände. Sie ist auch in dieser zweifachen Weise armiert. Die Hauptsäulen setzen sich im Behälter fort und unterstützen die als Betonbalken ausgebildeten und sich über den Säulen kreuzenden Zugbänder.

An der einen Stirnseite ist in dem Isoliermantel in geradem Lauf die Zugangstreppe vom Tropfboden zum Behälterumgang angeordnet. Diese Treppe durchschneidet die vertikale Rippe des Längsrahmens, der eine entsprechende Aussparung erhalten mußte. Wegen dieser Verschwächung war es notwendig, diese Rippen etwas in das Behälterinnere vorstehen zu lassen. Der Übergang dieser vorstehenden Rippen in die Behälterwand ist aber sehr allmählich durchgeführt, so daß auch hier im großen ganzen eine glatte Innenwand erreicht wurde. In der Mitte des Behälters war ein Querrahmen entbehrlich geworden, da er durch die Quertrennwand ersetzt wird. Diese Trennwand, die bei einseitiger Füllung des Behälters große Biegungsmomente aufzunehmen hat, spannt sich vertikal zwischen dem Behälterboden und der Bodenplatte des Zufuhrbehälters, welch letzterer als horizontal belasteter Träger außen auf den Längswänden des Behälters und einer in der Mitte angeordneten 3 m breiten Rippe aufgelagert ist. Über der Mittelwand sind die verschiedenen Behälter für die

Wasserzuführung, Verteilung und Reinigung durch eine Feinsiebvorrichtung angebracht.

Um den Behälter führt am oberen Rand desselben ein Laufsteg in Eisenbeton, der, wie schon erwähnt, gleichzeitig als Horizontalträger zur Aufnahme des Horizontalschubes der nicht mit einem Zugband versehenen Querrahmen dient Zwischen den Tragrahmen spannt sich ein Wandlängsträger zur Aufnahme des Ummantelungsmauerwerks. Dieses ist ½ Stein stark ausgeführt. Es entstand dadurch ein 1,5 m breiter Isoliermantel um den Behälter, der nach oben durch den Laufsteg abgeschlossen ist und nach unten mit dem Tropfbodengeschoß in Verbindung steht. Bei Schließung der kleinen Luken im Tropfbodengeschoß ist somit dieser isolierende Luftraum vollständig abgeschlossen.

Durch die Behältertragrippen ist dieser Luftmantel in einzelne nach unten offene Kammern unterteilt.

Das ebenfalls in Eisenbeton ausgeführte Dach ist auf die Tragrippen des Behälters und auf die Zwischensäulen im Behälterraum abgestützt. Der Behälterumgang war ursprünglich nur mit einem Eisenbetongeländer sowohl nach innen gegen den Behälter als auch nach außen begrenzt. Die Öffnung zwischen Behälter und Dach sollte im übrigen offen bleiben bzw. durch Jalousien abgeschlossen werden, um bei Detonationen einer Fliegerbombe beim Durchschlagen des Daches dem Behälterraum möglichst weitgehende Verbindung mit dem Außenraum zu verschaffen. Später wurde das äußere Eisenbetongeländer ausgemauert und der darüber befindliche Zwischenraum bis zur Traufe des Daches durch Fenster abgeschlossen. Das Dach selbst ist nur mit einem Glattstrich versehen, ohne Pappe oder Anstrich. Es hat sich bisher als durchaus dauerhaft und dicht erwiesen. Das in den Dachrinnen sich ansammelnde Meteorwasser wird durch Abfallrohre dem Wasserbehälter zugeführt. Der Behälter ist innen mit einem Glattstrich versehen, dessen Ausführung bei den vollständig glatten durchgehenden Innenflächen sehr erleichtert war. Er hat sich bei der Probe als vollständig wasserdicht erwiesen. Es ist von anderen Dichtungsmitteln wie Beimengung zum Mörtel oder Anstrich Abstand genommen worden. Wenn die Behälterumschließungswand richtig armiert und der Glattstrich sorgfältig ausgeführt ist, ist auch stets die absolute Wasserdichtigkeit gegeben. Bei der Probefüllung drang allerdings auf einer größeren Strecke der Unterfläche des Behälters reichlich Wasser durch. Die Untersuchung ergab, daß die Flanschenverbindung des Siebkorbes der Entnahmeleitung, die im Innern der Behälterbodenplatte lag, von den Rohrlegern überhaupt nicht gedichtet war, so daß an dieser Stelle Wasser in das Innere des Behälterbodens eindringen und in diesem sich weiter verbreiten konnte, um sodann an der Unterfläche auszutreten. Nachdem die Flansche freigelegt und ordnungsmäßig gedichtet war, war auch die vollständige Wasserdichtigkeit des Behälters erreicht. Es hat sich gezeigt, daß man derartigen in den Behälterumschließungswänden liegenden Rohrverbindungen, seien es Flanschen oder Muffenverbindungen, besondere Aufmerksamkeit zuwenden muß. Das Beste ist, man vermeidet die Einlage derartiger Verbindungen in die Wände, oder wenn zum Zweck der Befestigung eine Flansche nötig ist, dann sollte sie als Blindflansche ausgebildet sein. Läßt sich jedoch die Anordnung einer Rohrverbindung innerhalb der Wände nicht vermeiden, so muß auf deren Dichtung besondere Sorgfalt verwendet werden. Es empfiehlt sich außerdem noch, das Rohr an dieser Stelle mit einer besonders wasserdichten Umhüllung aus Monierkonstruktion zu versehen. Es ist selbstverständlich, daß die Herstellung des Glattstriches, der in einem Verhältnis von 1:3 unter Mischung von 1 Teil Rheinsand zu 1 Teil gemahlenem Schlackensand in einer Stärke von 2—3 cm erfolgte und in Akkord vergeben war, ganz besonders überwacht werden mußte. Der betreffende Bauführer versichert, diese Überwachung ohne Unterbrechung persönlich ausgeübt zu haben.

(Schluß folgt.)

TALSPERREN MIT STAUKÖRPERN AUS STEINSCHÜTTUNGEN UND STEINPACKUNGEN (TROCKENMAUERN).

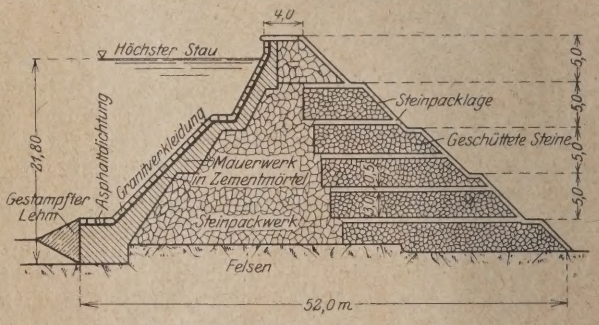
Bericht über italienische Ausführungen nach Mitteilungen von Prof. Luiggi Luiggi.*)

Von Privatdozent Dr.-Ing. W. Kunze, Regierungsbaumeister, Dresden.

Im Jahre 1906 ist auf italienischem Boden der erste Versuch mit einem Staukörper aus Trockenmauerwerk gemacht worden. Dieser befindet sich im Tale der Cenischia, einem kleinen vom Mont Cenis kommenden Flüßchen auf 2000 m ü. d. Meere. Die Anlage ist an und für sich geringfügig: 7 m Stauwerkshöhe, 6,50 m Stauhöhe, 7 m Sohlenbreite, 3 m Kronenbreite. Der Mauerkörper besteht aus Trockenmauerwerk und ruht auf einer Gründungsplatte in Mörtelmauerwerk von 9,50 m Breite und 1,50 m Dicke. Auf der Wasserseite ist eine undurchlässige Mauerwerksschicht hochgezogen, die unten 60 und oben 10 cm dick ist. Die Erfahrungen mit dieser ersten kleinen Ausführung in der in Europa noch wenig eingeführten Bauweise sollen vollständig befriedigend sein. Sie besagen naturgemäß wenig, da die Stauhöhe von 6,50 m sehr gering ist.

Eine zweite gleichartige Ausführung für 11 m Stau findet sich im Laufe der Biaschina, eines Nebenflusses des Tessin (1773 m ü. d. Meere). Auf der Wasserseite des Packwerkskörpers ist eine Mauer in Zementmörtel ausgeführt, die unten 1,20, oben 0,40 m stark ist. Die Anlage soll sich seit ihrer Fertigstellung 1912 sehr gut bewährt haben.

Eine dritte Ausführung der behandelten Art hat im Bett des Devero, eines Nebenflusses des Toce, stattgefunden (1866 m ü. d. Meere), 30 km oberhalb Domodossola. (Einzugsgebiet 26 qkm, Stauinhalt 13 Mill. cbm, 40 000 PS.) Vgl. Abb. Hier ist die Höhe über dem tiefsten Gründungspunkte des Tales 31 m. Die Stauhöhe ist 20 m. Der Staukörper besteht aus einem Trockenmauerwerksklotz, dessen Begrenzungsfläche an der Wasserseite 1:1, an der Luftseite 5:4 geneigt ist. Die wasser-



Sperrkörper oberhalb Domodossola (Ital.).

seitige Hälfte des Körpers ist aus gut zusammengefügten, die andre Hälfte aus lose geschütteten Steinen gebildet; es sind aber hier sorgfältig hergestellte Trockenmauerwerkslagen von 0,50 m Dicke auf alle 3 m Höhe eingebaut. Auf der Wasserseite ist eine etwa 2 m starke Zementmauerwerksschicht, die mit einer doppelten Asphaltlage überzogen ist, angebracht. Auf der Asphaltschicht liegt eine 40 cm starke in Zementmörtel versetzte Schicht aus Granitblöcken zum Schutze gegen Frost sowie gegen Verletzungen.

*) Nach einer französischen Übersetzung in den Annales des Ponts et Chaussées 1920, Heft Jan.-Febr.

Die erwähnte Verkleidungsmauer ruht auf einer mehrfach abgetreppten und verbrochenen Böschungsfläche des Trockenmauerwerks auf (i. M. 5 m Stufenhöhe).

Der Untergrund bestand in diesem Falle zum Teil aus Felsen und zum Teil aus Moränenboden und Gletscherschlamm mit Findlingseinlagerungen.

In den Vereinigten Staaten von Nordamerika sind noch größere Packwerksdämme ausgeführt worden, so im Stanislaus-River (42,60 m) und im Rio negro in Kalifornien (61 m). In den Pyrenäen sind in Orédon, Aubert usw. Anlagen ausgeführt, die insofern ähnlich sind, als auch bei ihnen ein Füllkern aus durchlässigen Massen besteht und eine dichte Schicht aufgebracht ist (Eisenbeton). Doch handelt es sich hier anscheinend um kleine Stauwerke.

Als Vorteile der Bauart werden gerühmt: Sie sei billig und leicht auszuführen, selbst bei Frost durchführbar, die Sohle ist sehr breit, der Druck auf den Boden also gering. Die Stützlinie ist immer verhältnismäßig gut zentrisch gelegen. Die Gründung brauche nicht auf Felsen, sie könne auch auf anderem Boden erfolgen, sofern er undurchlässig sei. Der Mauerkörper vermöge geringfügige Setzungen, ohne Schaden zu nehmen, mitzumachen. Die Dichtigkeit sei durch die undurchlässige Verkleidung gesichert. Den bei etwaiger Undichtigkeit eintretenden Auftrieb habe man wegen der größeren Standsicherheit nicht zu fürchten. Gegenüber Erddämmen besäße diese Bauart den großen Vorteil, nicht durch Ausspülung zerstört werden zu können; es sei nur ein Hindurchfließen zwischen den Steinen möglich, wenn die Dichtigkeitsschicht versage. Selbst Erdbeben, die man bei Mörtelmauern zu fürchten habe, könnten den Packwerksdämmen nichts anhaben. Für die luftseitige Böschung wird in Erdbebengebieten eine Neigung von 1:1½—1:1¾ empfohlen. Der französische Übersetzer M. Jacquinot, Ingenieur en chef des Ponts et Chaussées, beschränkt sich in seinen kritischen Bemerkungen nur darauf, daß die Packwerkskörper mit dichter Verkleidung für Anlagen zur Auswertung der Gezeitenenergie besonders geeignet seien. Man müsse dann auf beiden Seiten undurchlässige Schichten anbringen, um dem abwechselnd innen und außen liegenden Wasserdrucke zu entsprechen. Wir halten einen nennenswerten äußeren Überdruck bei derartigen geschlossenen Becken für ausgeschlossen, würden aber ebenfalls eine äußere Abdichtung für erforderlich halten, um bei dem Damme den Auftrieb zu verhindern und die fortwährende Durchwässerung zu vermeiden. So beachtenswert uns die hier beschriebene Bauart an sich erscheint, vermögen wir doch für die Seewasserbecken für Gezeitenauswertung keine besondere Geeignetheit festzustellen.

Die drei oben beschriebenen binnenländischen Stauwerke haben bisher keinerlei Anlaß zu Klagen gegeben. Da es sich aber um junge Anlagen geringeren Umfanges handelt, ist hierin kein allzugewichtiges Beweismittel zu erblicken, und wir möchten nicht unterlassen, gegenüber den oben erwähnten Vorteilen einige Bedenken auszusprechen. Schwierig bleibt stets, wenn der feste Felsen mit der dichten Mauer nicht erreicht wird, die Vermeidung von Durchdringungen unter der Sohle und an den Hängen. Die wertvolle Unstarrheit des Kerns, der Setzungen nachgeben kann, wird leicht die Ursache zu Rissebildungen in der Mörteldeckmauer sein. Wenn das auch vermutlich keine verheerenden Folgen hat, so erzeugt es doch Wasserverluste und macht Wiederherstellungsarbeiten, Ablassen des Wassers zu unerwünschter Zeit usw. erforderlich. Trotz dieser und gewiß noch anderer Nachteile ist — besonders nachdem Zement so ungeheuer kostbar geworden ist und die Arbeitslöhne so stark in die Höhe gegangen sind — eine Bauweise, die mit maschineller Massenschüttung vorzugehen vermag, unserer Beobachtung in hohem Maße wert

---

STATISCHE UNTERSUCHUNG DES STOCKWERKRAHMENS.

Von Dr.-Ing. Béla Enyedi.

(Schluß von Seite 556.)

Das Momentendreieck $F_iN^f_{ij}N^f_{ji}$ der Stütze F_iF_j (Abb. 3) wurde in zwei Momentendreiecke aufgelöst; das gleiche muß auch bei den obersten Stützen durchgeführt werden. Da aber hier an die Stelle des Momentendreieckes das Momentenbild, welches von dem Moment M_f und von den vertikalen Kräften V^f_m hervorgerufen wurde, getreten ist (Abb. 10), wird das Momentenbild der Stütze in zwei Vierecke und dasselbe vom Balken in zwei Dreiecke aufgeteilt. Die ideellen Kräfte M_{ff} und M_{fg} werden daher in je zwei Teile aufgelöst, und zwar: M_f^1, M_f^2, und M^1_{fg}, M^2_{fg}; die Schwerpunkte, die mit denselben Buchstaben bezeichnet werden, liegen in M_{ff} und M_{fg}, außerdem ist:

$$M_f^1 = m_{ff}\, n^f_{n-1,n-2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (15$$

$$M_f^2 = m_{ff}\, n^f_{n-1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (16$$

$$M^1_{fg} = m_{fg}\, n^f_{n-1,n-2}; \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (17$$

$$M^2_{fg} = m_{fg}\, n^f_{n-1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18$$

Die Gleichung (8) lautet in diesem Falle:

$$m_{fg}{}^{n-1} - m_{fe}{}^{n-1} + n^f_{n-1} = 0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (19$$

Bei der Berücksichtigung der Formänderung eines Rahmens müssen alle ideellen Kräfte in Betracht gezogen werden, die aus den zu dem Rahmen gehörigen Momentenbildern abgeleitet wurden, d. h. wenn es sich z. B. um den zweiten Rahmen handelt, werden die ideellen Kräfte B^c_{n-1}, C^b_{n-1}, $P_{bc}{}^{n-1}$, P^n_{bc}, $H_b{}^a$, $H_b{}^c$, H_{be}, $H_c{}^b$, $H_c{}^d$, $M_b{}^1$, $M_b{}^2$, M^1_{bc}, M^2_{bc}, $M_c{}^1$, $M_c{}^2$, V_{cb}, V_{bc} (Abb. 11) in Rechnung gestellt.

Anzahl der ideellen Kräfte. Die Schwerpunkte aller ideellen Kräfte, die bisher besprochen wurden, und ihre Entfernungen von den nächsten Knotenpunkten sind in Abb. 11 eingeschrieben. Die Anzahl der als gegeben betrachteten, bekannten

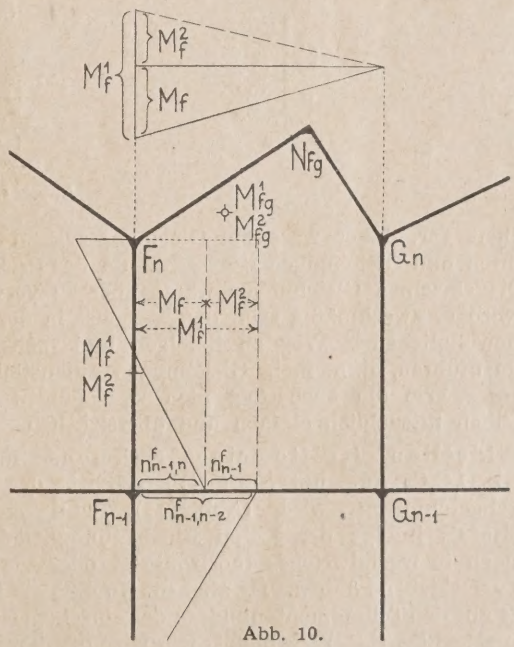


Abb. 10.

ideellen Kräfte ist unbestimmt und hängt von der Belastung ab.

Die Anzahl der vorläufig unbekannten ideellen Kräfte kann leicht ermittelt werden. Vorausgesetzt, daß die An

zahl der nebeneinander liegenden Rahmen r, und die der aufeinander stehenden Stockwerke n ist, liefern

die untersten Stützen $A_0A_1, B_0B_1, \ldots, M_0M_1$: $2(r+1)$
„ mittleren Stützen $A_1A_{n-1}, B_1B_{n-1}, \ldots, M_1M_{n-1}$: $3(n-2)(r+1)$
„ geraden Balken $A_1M_1, A_2M_2, \ldots, A_{n-1}M_{n-1}$: $2r(n-1)$
„ Rahmen . . . . $A_{n-1}A_nB_n + L_nM_nM_{n-1}$: $4+6=10$
„ Stützen . . . . $B_{n-1}B_n, C_{n-1}C_n \ldots L_{n-1}L_n$: $4(r-1)$
„ Schlußbalken . $B_nC_n \ldots L_n$: $5(r-2)$

d. h. zusammen $5rn+3(n+r)-8$ ideelle Kräfte. Da im allgemeinen jeder Rahmen die statische Unbestimmtheit des Problems um drei vermehrt, ist der Grad der statischen Unbestimmtheit $3nr$, daher wäre ein Gleichungssystem mit $3nr$ Unbekannten und Gleichungen genügend, um das Problem zu lösen. Die einzelnen Gleichungen wären aber zu verwickelt; deshalb wird es zweckmäßig sein, den — sonst in der Statik nicht ungewöhnlichen — Weg zu befolgen und mehr Unbekannte einzuführen, d. h. mehr Gleichungen aufzustellen, als nötig wäre. Wie die nächstfolgenden Gleichungen zeigen, sind dieselben tatsächlich einfach und übersichtlich.

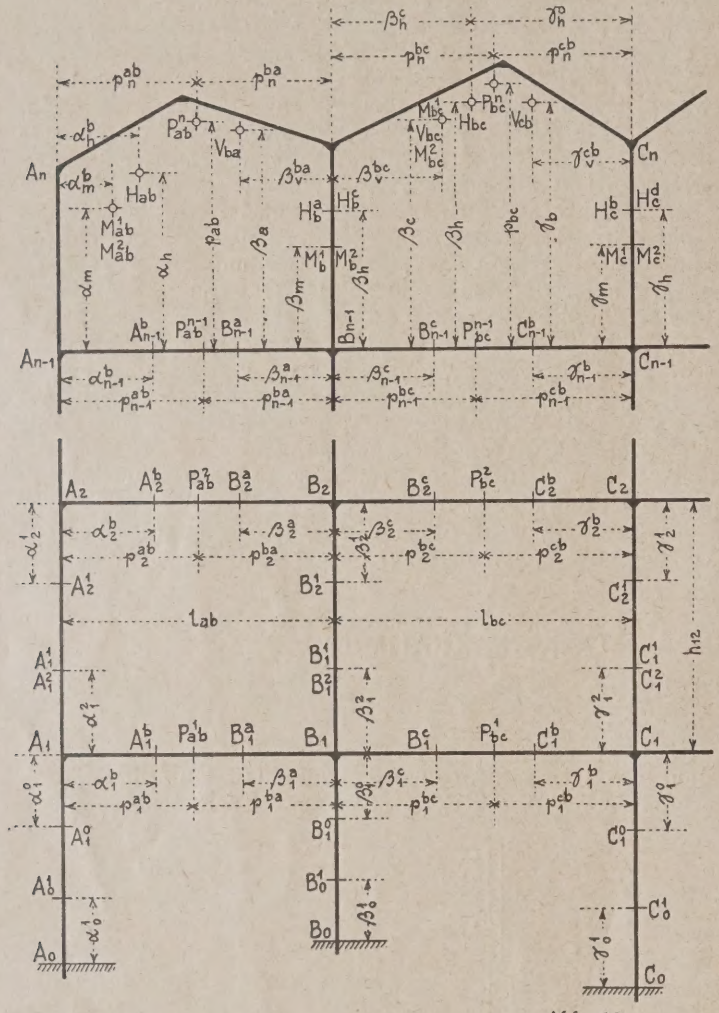


Abb. 11.

Die ideellen Kräfte eines Rahmens. Falls der Rahmen $B_0B_1C_1C_0$ am untersten Querschnitt der Stütze C_0C_1 durchgeschnitten wird (Abb. 12), wird sich der Querschnitt C_0 infolge der festen Einspannung weder verdrehen, noch in irgendwelcher (horizontaler oder vertikaler) Richtung verschieben können. Da aber die Summe der ideellen Kräfte, die aus den Teilmomentenbildern der einzelnen Rahmenglieder (B_0B_1, B_1C_1, C_1C_0,) gebildet wurden, die Verdrehung des Querschnittes C_0 ergibt, muß die Summe der erwähnten ideellen Kräfte verschwinden:

$$B_0^1 + B_1^0 - C_0^1 - C_1^0 + B_1^c + C_1^b + P^1{}_{bc} = 0 \quad \ldots \quad (A$$

Da ferner das statische Moment der ideellen Kräfte, auf die Horizontale bzw. Vertikale durch C_0 bezogen, die horizontale bzw. vertikale Verschiebung des Querschnittes C_0 ergibt, müssen die Momente der ideellen Kräfte ebenfalls verschwinden. Und weil die Summe der ideellen Kräfte und die Momente derselben auf zwei verschiedene Achsen bezogen, den Wert Null haben müssen, folgt, daß die ideellen Kräfte des Rahmens im Gleichgewicht stehen, daher die Momente auf zwei beliebigen Achsen, z. B. B_1C_1 und C_0C_1, verschwinden müssen:

$$B_0^1(h_{01}{}^b - \beta_0^1) + B_1^0\beta_1^0 - C_0^1(h_{01}{}^c - \gamma_0^1) - C_1^0\gamma_1^0 = 0 \quad \ldots \quad (B$$

$$(B_0^1 + B_1^0)\,l_{bc} + B_1{}^c(l_{bc} - \beta_1{}^c) + C_1{}^b\gamma_1{}^b + P^1{}_{bc}\,p_1{}^{cb} = 0 \quad \ldots \quad (C$$

Es muß noch bemerkt werden, daß die von der Stütze C_0C_1 herrührenden ideellen Kräfte (C_0^1 und C_1^0) in den Gleichungen (A), (B) und (C) deshalb mit negativem Vorzeichen vorkommen, weil die Momente der Stütze C_0C_1 nur dann mit positivem Vorzeichen angenommen werden können, wenn die Stütze links von demjenigen Querschnitt liegt, auf den die Momente berechnet werden. Deshalb wäre z. B. das Vorzeichen dieser Momente und ideellen Kräfte positiv, wenn der Querschnitt auf dem Balken C_1D_1 läge. Da aber jetzt die Stützen B_0B_1 und C_0C_1 von jedem Querschnitt des in Betracht gezogenen Balkens B_1C_1 links bzw. rechts stehen, müssen sie in den Gleichungen mit entgegengesetztem Vorzeichen vorkommen.

Falls der Rahmen $B_iB_jC_jC_i$ am Endquerschnitt des Balkens B_iC_i durchgeschnitten wird (Abb. 12), können sich die getrennten Querschnitte gegeneinander weder verdrehen, noch verschieben, daher müssen die ideellen Kräfte, die aus den Momentenbildern

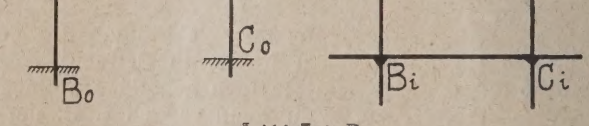


Abb. 12.

des Rahmens gebildet wurden — ebenso wie früher —, im Gleichgewichte stehen. Die Gleichgewichtsbedingungen sind, wenn als Momentenachsen B_iC_i und C_iC_j angenommen werden:

$$- B_i^c - C_i^b + B_i^i - C_i^i + B_i^j - C_i^j + B_j^i - C_j^i + B_j^c + C_j^b - P^i_{bc} + P^i_{bc} = o \quad (D$$

$$(B_i^i + B_i^j)\,\beta_i^j - (C_i^i + C_i^j)\,\gamma_i^j + B_j^i\,(h_{ij} - \beta_j^i) - C_j^i\,(h_{ij} - \gamma_j^i) + (B_j^c + C_j^b + P^j_{bc})\,h_{ij} = o \quad (E$$

$$(B_i^i + B_i^j + B_j^i)\,l_{bc} - B_i^c(l_{bc} - \beta_i^c) + B_j^c\,(l_{bc} - \beta_j^c) + C_j^b\,\gamma_j^b - C_i^b\,\gamma_i^b + P^j_{bc}\,p_j^{cb} - P^i_{bc}\,p_i^{cb} = o \quad (F$$

Es ist klar, daß die von dem Balken B_iC_i herrührenden ideellen Kräfte aus ähnlichen Gründen mit negativem Vorzeichen angenommen wurden, wie früher die der Stütze C_0C_1; die Balken B_iC_i und B_jC_j liegen von jedem Querschnitt der Stützen B_iB_j oder C_iC_j abwärts bzw. aufwärts, daher müssen die Momente und ideellen Kräfte der Balken mit entgegengesetztem Vorzeichen in Betracht gezogen werden.

Falls die Wirkung der Temperaturänderungen gleichzeitig berücksichtigt werden muß, werden die durchgeschnittenen Querschnitte sich gegeneinander verschieben müssen. Die Verschiebungen sind gleich den Längenänderungen. Wenn der Dehnungskoeffizient mit α, die Temperaturänderung des Balkens B_iC_i und der Stütze B_iB_j mit t^i_{bc} und t^b_{ij} bezeichnet werden, erhalten die Verschiebungen des Rahmens $B_iB_jC_jC_i$ in horizontaler und vertikaler Richtung den Wert:

$$\delta_h = l_{bc}\,(t^i_{bc} - t^j_{bc})\,\alpha; \quad \delta_v = h_{ij}\,(t^b_{ij} - t^c_{ij})\,\alpha.$$

Die Wirkung der Temperaturänderungen wird daher dadurch berücksichtigt, daß das Moment in den Gleichungen (E) und (F) nicht = Null, sondern = δ_h und = δ_v wird.

In praktischen Fällen kommt es öfter vor, daß das ganze System die gleiche Temperaturänderung erleidet. Es ist klar, daß dann die δ_h- und δ_v-Werte nur in den Momentengleichungen der untersten Rahmen vorkommen können.

Die Gleichgewichtsgleichungen der ideellen Kräfte können für jeden Rahmen angeschrieben werden. Für die Schlußrahmen werden die Gleichungen mehr Unbekannte enthalten, als für die mittleren Rahmen; sonst wird aber gar kein Unterschied vorkommen.

Da die Anzahl der Rahmen n r ist, werden die Gleichgewichtsbedingungen der ideellen Kräfte zur Lösung des Problems 3 n r Gleichungen liefern.

Die ideellen Kräfte einer Stütze. Die Gleichung (6) lautet für die Stütze $F_{i-1}F_i$:

$$F_i^{i-1} = n^f_{i,i-1}\,f_i^{i-1}.$$

Durch den Vergleich dieser Gleichung mit Gleichung (5) ergibt sich, daß:

$$\frac{F_i^{i-1}}{f_i^{i-1}} = \frac{F_i^j}{f_i^j} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (G$$

Die Gleichung (4) lautet für den Balken E_iF_i:

$$F_i^e = m^i_{fe}\,f_i^e.$$

Falls in die Gleichung (8) m^i_{fe} aus dieser und m^i_{fg} und n_i^f aus den Gleichungen (3) und (7) eingesetzt werden, ergibt sich:

$$\frac{F_i^g}{f_i^g} - \frac{F_i^e}{f_i^e} + \frac{F_i^i}{f_i^j} = o \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (H$$

Die Gleichungen (G) und (H) können für die Knotenpunkte $A_1, A_2, \ldots, A_{n-2}, B_1, B_2, \ldots, L_1, L_2, \ldots, L_{n-2}, M_1, M_2, \ldots, M_{n-2}$ angeschrieben werden, bei den Stützen A und M werden aber die H-Gleichungen ein Glied weniger haben, ebenso, als wenn diese Gleichung nicht aus der Gleichung (8), sondern (9) abgeleitet wäre:

$$\frac{A_i^b}{a_i^b} + \frac{A_i^i}{a_i^j} = o; \qquad - \frac{M_i^l}{m_i^l} + \frac{M_i^i}{m_i^j} = o \quad \ldots\ldots \quad (H_1$$

Da diese Gleichungen für $(r+1)(n-2)$ Knotenpunkte aufgeschrieben werden können, werden zur Lösung des Systems $2\,(r+1)(n-2)$ Gleichungen zur Verfügung stehen.

Da nach Gleichung (15):

$$n^f_{n-1,n-2} = \frac{M_f{}^l}{m_{ff}}$$

und nach Gleichung (6).

$$F^{n-2}_{n-1} = n^f_{n-1,\,n-2}\,f^{n-2}_{n-1}$$

ergibt sich, daß:

$$\frac{M_f{}^l}{m_{ff}} = \frac{F^{n-2}_{n-1}}{f^{n-2}_{n-1}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (J$$

ist. Ferner lautet die Gleichung (19), wenn die einzelne Glieder nach Gleichung (3), (4) und (16) ausgedrückt und eingesetzt werden:

$$\frac{Fg_{n-1}}{fg_{n-1}} - \frac{F^e{}_{n-1}}{f^e{}_{n-1}} + \frac{M_f{}^2}{m_{ff}} = o \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (K$$

Da laut Gleichungen (15)–(18):

$$M_f{}^1 = m_{ff}\,n^f_{n-1,n-2}; \qquad M_f{}^2 = m_{ff}\,u^f_{n-1}$$

und

$$M^1{}_{fg} = m_{fg}\,n^f_{n-1,n-2}; \qquad M^2{}_{fg} = m_{fg}\,n^f_{n-1}$$

ist, folgt ferner:

$$\frac{M_f{}^1}{m_{ff}} = \frac{M^1{}_{fg}}{m_{fg}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (L$$

$$\frac{M_t{}^2}{m_{ff}} = \frac{M^2{}_{fg}}{m_{fg}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (M$$

Die Gleichungen (J), (K), (L) und (M) können für jede mittlere Stütze des Schlußrahmens bzw. für deren nachfolgenden Balken angeschrieben werden. Es werden also $4(r-1)$ Gleichungen geliefert.

Die Gleichungen (J) und (K) lauten für die Rahmen $A_{n-1}A_nB_n$ und $L_nM_nM_{n-1}$:

$$\frac{M^1{}_{ab}}{m_{ab}} = \frac{A^{n-2}_{n-1}}{a^{n-2}_{n-1}}; \qquad \frac{M^1{}_{ml}}{m_{ml}} = \frac{M^{n-2}_{n-1}}{m^{n-2}_{n-1}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (J_1$$

$$\frac{A^b{}_{n-1}}{a^b{}_{n-1}} + \frac{M^2{}_{ab}}{m_{ab}} = o; \qquad - \frac{M^l{}_{n-1}}{m^l{}_{n-1}} + \frac{M^2{}_{ml}}{m_{ml}} = o \quad \ldots\ldots\ldots \quad (K_1$$

Die Gleichungen (11) führen auf Grund der früheren Überlegungen zu den Gleichungen

$$\frac{H_b^c}{h_b} = \frac{H_{bc}}{h_{bc}} = \frac{H_{cb}}{h_c}; \qquad \frac{H_c^d}{h_c} = \frac{H_{cd}}{h_{cd}} = \frac{H_d{}^c}{h_d} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (N$$

Für jeden mittleren Rahmen können je zwei Gleichungen angeschrieben werden, während für die äußeren nur je eine gelten:

$$\frac{H_{ab}}{h_{ab}} = \frac{H_b{}^a}{h_b}; \qquad \frac{H_{lm}}{h_{lm}} = \frac{H_l{}^m}{h_l} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (N_1$$

Zusammen stehen daher $2(r-2)+2 = 2(r-1)$ Gleichungen (N) zur Verfügung.

Die Gleichungen (14) führen zur Gleichung:

$$\frac{V_{ba}}{v_{ba}} = \frac{V_{bc}}{v_{bc}}; \quad \frac{V_{cb}}{v_{cb}} = \frac{V_{cd}}{v_{cd}}; \quad \frac{V_{dc}}{v_{dc}} = \frac{V_{de}}{v_{de}}; \quad \ldots\ldots\ldots \quad (O$$

die für jede mittlere Stütze, d. h. $(r-1)$-mal aufgeschrieben werden können.

Die ideellen Kräfte eines Stockwerkes. Falls durch alle Stützen eines Stockwerkes (Abb. 1., Stützen A_1A_2, $B_1B_2, \ldots$) ein Schnitt geführt wird, werden in den geschnittenen Querschnitten im allgemeinen je ein Moment, je eine horizontale Kraft H und je eine vertikale Reaktionskraft V

vorkommen (Abb. 13). Wenn die Stütze mit äußeren Kräften nicht belastet wird, ist die Größe der horizontalen Reaktionskraft:

$$H = \frac{n^f_{ji} - n^f_{ij}}{h_{ij}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (20$$

Wenn die Stütze mit äußeren Kräften belastet wäre, müßte das Momentenbild der äußeren Kräfte ebenso gebildet werden, wie in Abb. 6, dann würde dieses Momentenbild von dem Momentenbild der Stütze in Abzug gebracht. Da das zurückgebliebene Momentenbild ebenfalls mit einer Geraden begrenzt ist, wird auch dafür die Gleichung (20) gültig sein.

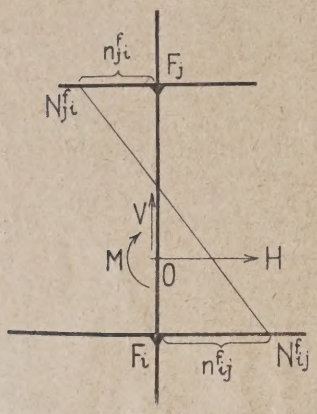


Abb. 13.

Die H-Kräfte werden für alle geschnittenen Stützen berechnet. Da die in den geschnittenen Querschnitten auftretenden Reaktionen mit denjenigen äußeren Kräften (Abb. 1), die oberhalb des durch den ganzen Rahmen geführten Schnittes angreifen, Gleichgewicht halten, muß die Summe der horizontalen Kräfte (oder der horizontalen Komponenten der äußeren Kräfte) verschwinden:

$$\sum H = \sum_{f=a}^{f=m} \frac{n^f_{ji} - n^f_{ij}}{h_{ij}} = W_j + W_{j+1} + \ldots + W_n + w + \ldots .$$

Aus der Gleichung (8) folgt:

$$n^f_{ij} - n^f_{i,\,i-1} = n^f_{ij}$$

daher:

$$n^f_{ji} - n^f_{ij} = n^f_{ji} - (n^f_{i,\,i-1} + n^f).$$

Diese Werte werden aus den Gleichungen (5)—(7) eingesetzt:

$$n^f_{ji} - n^f_{ij} = \frac{F_j^i}{f_j^i} - \frac{F_i^j + F_i^i}{f_i^j}.$$

Daher:

$$W_j + W_{j+1} + \ldots + W_n + w + \ldots = \sum_{f=a}^{f=m} \frac{1}{h_{ij}} \left[\frac{F_j^i}{f_j^i} - \frac{F_i^j + F_i^i}{f_i^j} \right]. \quad (P$$

Es ist klar, daß die horizontalen Kräfte, die eine Stütze des geschnittenen Stockwerkes belasten, in der linken Seite der Gleichung (P) nicht vorkommen dürfen, da sie in dem Momentenbild der äußeren Belastung (Abb. 6) berücksichtigt wurden.

Die Gleichungen (P) können für jedes Stockwerk aufgeschrieben werden; durch den Schnitt des obersten Stockwerkes (Schlußrahmen) wird aber keine neue Gleichung sich ergeben, da dieser Zusammenhang durch die Gleichungen (10) in den Gleichungen (N) zum Ausdruck gelangt ist. Die Anzahl der Gleichungen (P) beträgt daher n—1.

Die Auflösung der Elastizitätsgleichungen. Die Gleichungen (A)—(P) zeigen, daß die zur Bestimmung der statischen Unbekannten führenden Gleichungen eine äußerst einfache Konstruktion haben, besonders die Gleichungen (G)—(O) sind einfach. Die Koeffizienten, welche nur von den Abmessungen des Rahmensystems abhängen, sind alle konstant. Die Anzahl der Gleichungen beträgt:

Gleichungen	(A)—(F): . . .	3 n r
„	(G)—(H): . . .	2 (r + 1)(n — 2)
„	(J)—(M): . . .	4 (r — 1)
„	(J_1)—(K_1): . . .	4
„	(N)—(N_1): . . .	2 (r — 1)
„	(O): . . .	r — 1
„	(P): . . .	n — 1

d. h. zusammen 5 n r + 3 (n + r) — 8; da es ebenso viel Unbekannte gibt als Gleichungen, können alle ideellen Kräfte berechnet werden. Durch die ideellen Kräfte werden sich mittelst der Gleichungen (3)—(7), (11), (13)—(18) alle Eckmomente ergeben, wodurch das ganze Momentenbild des Rahmensystems aufgezeichnet werden kann. Da durch das Momentenbild auf Grund der elementaren Statik sämtliche Reaktionen berechnet werden können, ist das Problem des Stockwerkrahmens nach Lösung der Gleichungen, nach Ermittelung der ideellen Kräfte erledigt.

Die Lösung der Gleichungen wird — wie es später durch das Zahlenbeispiel bewiesen wird — noch einfacher ausfallen, wenn man mit der Berechnung von Rahmen zu Rahmen geht.

In dem Rahmen $A_0A_1B_1B_0$ sind sechs Unbekannte, dagegen stehen drei Gleichungen (A), (B) und (C) zur Verfügung. Es ist daher möglich, drei Unbekannte, z. B. A_1^b, B_1^a und B_1^o in den anderen drei Unbekannte A_1^0, A_0^1 und B_0^1 auszudrücken. In dem weiteren Verlauf der Berechnung werden die sechs Unbekannten des ersten Rahmens als bekannte Faktoren dienen.

In dem zweiten Rahmen $B_0B_1C_1C_0$ treten vier neue Unbekannte, dagegen aber bloß drei neue Gleichungen (A), (B) und (C) hinzu. Es ist daher möglich, drei Unbekannte B_1^c, C_1^b und C_1^0 in vier Unbekannten A_1^0, A_0^1, B_0^1 und C_0^1 auszudrücken. In dieser Art geht man weiter bis zum letzten Rahmen des untersten Stockwerkes; der letzte Rahmen liefert vier neue Unbekannte, während von dem vorletzten Rahmen die Unbekannten A_1^0, A_0^1, B_0^1, C_0^1, . . . , L_0^1 als bekannte Faktoren zurückgeblieben sind. Da aber für den letzten Rahmen vier Gleichungen vorhanden sind, (A), (B), (C) und (P) werden auf das zweite Stockwerk r + 1 Unbekannte: A_1^0, A_0^1, B_0^1, . . . , L_0^1 übergehen.

Der Rahmen $A_1A_2B_2B_1$ hat acht neue Unbekannte, dagegen stehen sieben Gleichungen (und zwar je eine (D), (E), (F) (H), (H_1) und zwei (G) zur Verfügung. Die neuen Unbekannten A_1^2, A_1^1, A_2^1, A_2^b, B_2^a, B_2^1 und B_1^2 werden daher in A_1^0, A_0^1, B_0^1, . . . , L_0^1 und B_1^1, d. h. in r + 2 Unbekannten ausgedrückt. In dem zweiten Rahmen treten fünf neue Unbekannte auf, für die auch fünf Gleichungen (D), (E), (F), (G), (H) zur Verfügung stehen; deshalb werden die fünf neuen Unbekannten in A_1^0, A_0^1, B_0^1, . . . , L_0^1, B_1^1, d. h. in r + 2 Unbekannten ausgedrückt. Geht man nun in gleicher Weise bis zum letzten Rahmen des zweiten Stockwerkes weiter, so liefert der letzte Rahmen fünf neue Unbekannte, denen sechs neue Gleichungen (D), (E), (F), (G), (H_1), (P) gegenüberstehen, deshalb werden nicht nur alle neue Unbekannten, sondern auch B_1^1 in A_1^0, A_0^1, . . . , L_0^1 ausgedrückt; da B_1^1 in den Ausdruck sämtlicher neuen Unbekannten des zweiten Stockwerkes eingesetzt werden kann, werden die Unbekannten des zweiten Stockwerkes in denselben r + 1 Faktoren A_1^0, A_0^1, . . . , L_0^1 ihren Ausdruck finden, wie die des untersten Stockwerkes.

Auf diese Art muß man bis zum vorletzten Stockwerke vorgehen. Daher werden denjenigen Unbekannten des Stockwerkrahmens, die von unten an, bis zum Balken $A_{n-1}B_{n-1} \ldots M_{n-1}$ vorkommen, r + 1 Unbekannte: A_1^0, A_0^1, . . . , L_0^1 entsprechen.

Der erste Schlußrahmen $A_{n-1}A_nB_nB_{n-1}$ liefert acht neue Unbekannte, und zwar M^1_{ab}, M^2_{ab}, H_{ab}, V_{ba}, H_b^a, H_b^c, M_b^1, M_b^2 und acht Gleichungen (D), (E), (F), (J_1), (K_1), (J), (K), (N_1); daher entsprechen allen neuen Unbekannten die früheren r + 1 Unbekannten. Der zweite Rahmen ergibt neun neue Unbekannte und zehn Gleichungen [je eine nach (D), (E), (F), (J), (K), (L), (M), (O) und zwei nach (N)], daher ergeben sich nicht nur für die neuen Unbekannten, sondern auch für A_1^0 Beziehungen. In gleicher Weise wird in jedem Rahmen je eine Unbekannte wegfallen, beim letzten Rahmen sind schon daher r — 2 von den r + 1 Unbekannten bekannt; daher sind hier nur noch die letzten drei Unbekannten des untersten Stockwerkes J_0^1, K_0^1 und L_0^1 vorhanden. Der letzte Rahmen hat sechs neue Unbekannte, dagegen aber neun Gleichungen (D), (E), (F), (J_1), (K_1), (L), (M), (N_1), (O); da noch zu den sechs neuen Unbekannten die drei Unbekannten J_0^1, K_0^1, L_0^1 zuzurechnen sind, werden sich für die neun Unbekannten aus den neun Gleichungen Zahlen-

werte ergeben. Es ist selbstredend, daß diese Zahlenwerte in die Formeln der Unbekannten nacheinander eingesetzt werden müssen um die Endergebnisse, die Zahlenwerte der ideellen Kräfte, erhalten zu können.

Sonderfälle. Es kommt öfter vor, daß der Schlußbalken, zwischen zwei nebeneinander stehenden Stützen geradlinig ist (Abb. 14). In diesem Falle wird sich das Verfahren gegenüber dem für den allgemeinen Fall dadurch vereinfachen, daß der Schlußbalken ebenso behandelt werden kann, wie ein mittlerer. Für die Schlußrahmen werden daher die Gleichungen (D), (E) und (F), ferner (G) und (H) ohne weiteres gültig; außerdem erhält man aus den folgenden Gleichungen, die nach Gleichung (8) gebildet sind:

$$m^n_{ab} - n^a_{n,n-1} = o,$$
$$m^n_{bc} - m^n_{ba} - n^b_{n,n-1} = o,$$
$$m^n_{cd} - m^n_{cb} - m^c_{n,n-1} = o,$$
$$\cdots\cdots\cdots\cdots$$
$$- m^n_{ml} - n^m_{n,n-1} = o,$$

weitere r+1 Bedingungen, die zum Ausdruck bringen, daß die Summe der Momente in jedem Knotenpunkt verschwindet:

$$\left.\begin{aligned}
&\frac{A_n^b}{a_n^b} - \frac{A_n^{n-1}}{a_n^{n-1}} = o\\
&\frac{B_n^c}{b_n^c} - \frac{B_n^a}{b_n^a} - \frac{B_n^{n-1}}{b_n^{n-1}} = o\\
&\frac{C_n^d}{c_n^d} - \frac{C_n^b}{c_n^b} - \frac{C_n^{n-1}}{c_n^{n-1}} = o\\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\\
&\frac{M^l_n}{m^l_n} - \frac{M_n^{n-1}}{m_n^{n-1}} = o
\end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots (Q$$

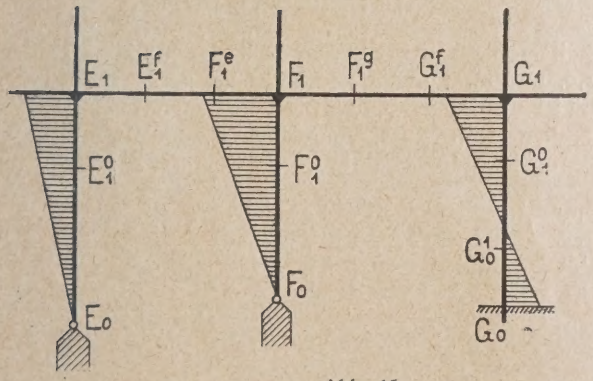
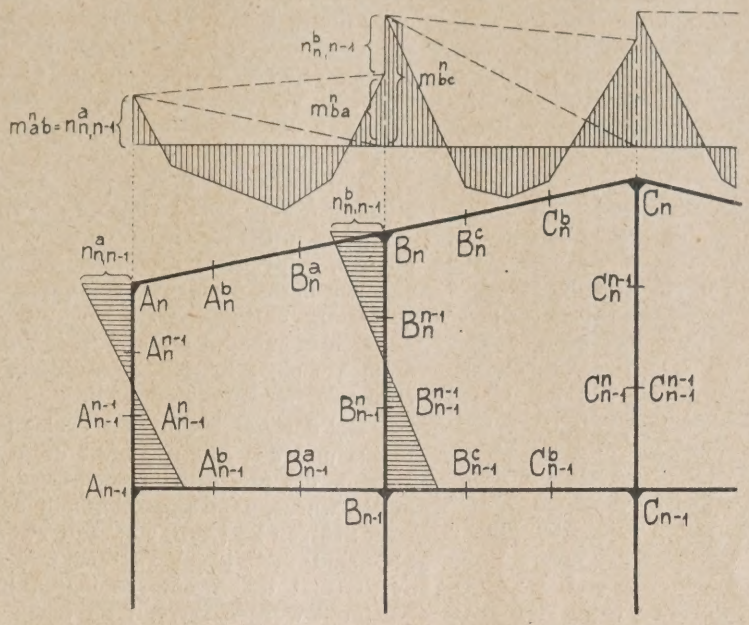


Abb. 15.



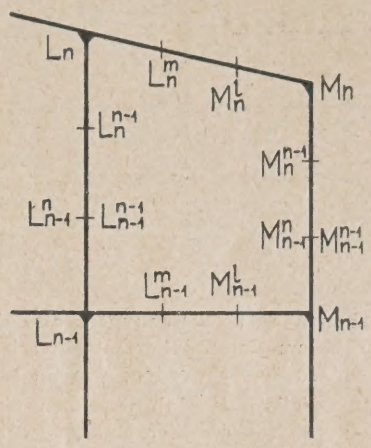


Abb. 14.

3 r (n−1), nach (G) und (H): 2 (r+1)(n−1), nach (P): n, und ferner nach (Q): r+1, das heißt zusammen 5 n r+3 n−r−1;

da die Zahl der Unbekannten der der Gleichungen entspricht, kann das Problem gelöst werden. Nach Bestimmung der ideellen Kräfte, kann man das Momentenbild und auf Grund dessen die Reaktionen bestimmen.

Falls eine Stütze, z. B. F_0F_1, unten nicht eingespannt, sondern gelenkartig gestützt wird (Abb. 15), kann im Gelenk F_0 zwar eine Verdrehung, aber keine Verschiebung eintreten. Die ideelle Kraft F_0^1 wird dann einfach wegbleiben, da die Momentenordinate n^f_{01} gleich Null ist. Wenn aber vorausgesetzt wird, daß die Drehung des Gelenkes F_0 zu den ideellen Kräften gerechnet wird, wird die Summe der mit der Drehung des Gelenkes F_0 ergänzten ideellen Kräfte eines Rahmens gleich Null sein. Da ferner die Verschiebungen, d. h. die Momente der ideellen Kräfte auch Null sind, müssen die ergänzten ideellen Kräfte im Gleichgewicht stehen. Es besteht daher der einzige Unterschied gegenüber eingespannten Stützen darin, daß an die Stelle der ideellen Kraft F_0^1 die Drehung des Gelenkes F_0 tritt. Es ist selbstredend, daß die Drehung F_0 ebenso, wie die übrigen ideellen Kräfte, EJ_0-fach vergrößert werden muß.

Falls mittlere Stützen als Pendelstützen ausgebildet werden, wird das Moment in der ganzen Länge der Pendelstützen verschwinden. Die abgeleiteten Gleichungen (H) und (P) bleiben gültig, wenn berücksichtigt wird, daß die Pendelstützen kein Moment erleiden dürfen. Wenn die Anzahl der nebeneinander stehenden Pendelstützen k ist (Abb. 16), werden

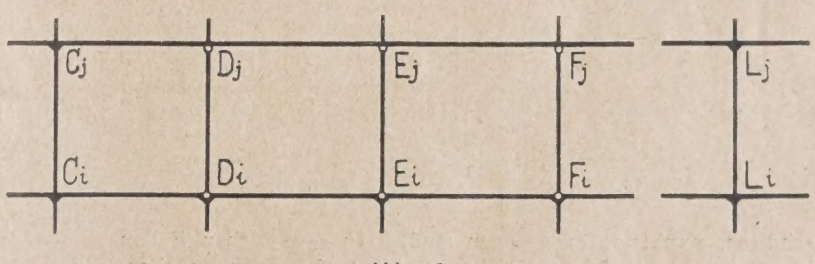


Abb. 16.

Es sind daher Unbekannte vorhanden: von den Stützen (r+1) [3 (n−1)+2] und von den Balken 2 nr, zusammen also 5 nr+3 n−r−1; dagegen stehen Gleichungen zur Verfügung: nach (A), (B) und (C): 3 r, nach (D), (E) und (F): die Gleichungen (D) und (E) nur für den vereinigten Rahmen $C_iL_iL_jC_j$ aufgeschrieben. Da es sich aber um k+1 Rahmen d. h. um 2 (k+1) Gleichungen handelt, und nur zwei Gleichungen vorhanden sind, fallen 2 k Gleichungen fort. Die Gleichung (F(

wird für jeden Rahmen angeschrieben, da die Durchbiegung bei den Pendelstützen Null sein muß. Die Gleichungen (G) fallen ganz weg, und zwar für beide Endpunkte der Pendelstützen, daher werden weitere 2 k, zusammen also 4 k Gleichungen verschwinden. Demgegenüber fallen für jede Pendelstütze z. B. F_iF_j, die von den Momenten gelieferten drei ideellen Kräfte (F_j^i, F_i^j und F_i^j) fort. Dasselbe gilt laut Gleichung (G) von der ideellen Kraft F_j^{j+1}; es entfallen also vier beziehungsweise 4 k Unbekannte. Es werden deshalb bei Pendelstützen ebenso viel Gleichungen als Unbekannte fortfallen. Das Problem kann daher mit den bereits erwähnten Änderungen ebenso gelöst werden, wie im allgemeinen Falle.

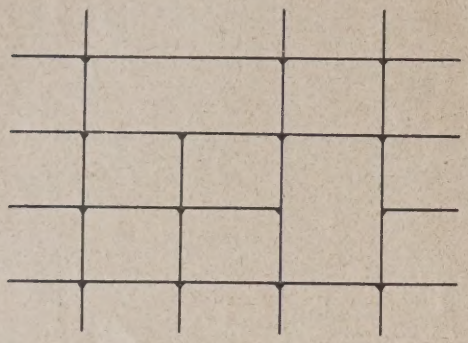


Abb. 17.

Falls das Rahmensytem eine andere Form hat, z. B. einige Stützen oder Balken ganz wegbleiben (Abb. 17). wird

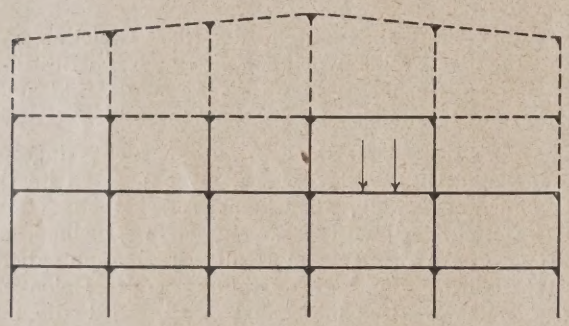


Abb. 18.

sich die Lösung grundsätzlich nicht ändern. Die ideellen Kräfte werden ebenso gebildet, und die Gleichungen werden ebenso aufgestellt, wie im allgemeinem Falle.

Handelt es sich nur um einen mit vertikalen Kräften belasteten Balken, so stellt sich nach Durchführung der genauen Berechnung heraus, daß die Momente oberhalb des belasteten Balkens überall beinahe Null sind, ausgenommen den Rahmen, dessen unterer Stab der belastete Balken ist (siehe Abb 18, in welchem die Balken und Stützen, die ganz kleine Momente

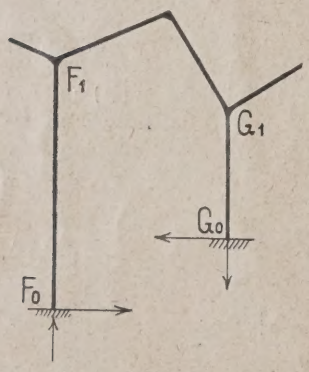


Abb. 19.

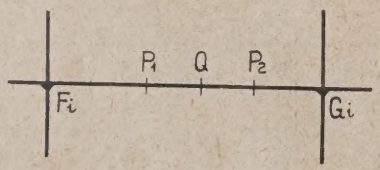


Abb. 20.

erhalten, punktiert ausgezogen sind). In praktischen Fällen kann man von dieser Erfahrung öfter Gebrauch machen, d. h. man kann die Anzahl der Unbekannten und Gleichungen verringern, ohne die Genauigkeit der Ergebnisse merklich zu vermindern.

Das vorgeführte Verfahren kann auch dann verwendet werden, wenn das Rahmensystem nur e i n Stockwerk, d. h. keine Zwischendecken hat. In diesem Falle handelt es sich um den Schlußrahmen, dessen Momentenbild für die Stützen und Rahmen ebenso bestimmt wird, wie früher. Es wird aber nicht nötig sein, die Momentenbilder nach Abb. 10 in zwei Teile aufzulösen; ferner werden in dem Kräftesystem K (Abb. 7. III—V) nicht nur horizontale, sondern auch vertikale Kräfte (Abb. 19) vorkommen. Es wird vielleicht bei anderer Gelegenheit auf die Untersuchung derartiger Rahmenträger näher eingegangen werden.

Bei rollender Belastung wird mit verschiedenen Laststellungen gerechnet. Obwohl die Angriffspunkte der ideellen Kräfte, d. h. die Koeffizienten der Gleichungen immer dieselben bleiben, wird die wiederholte Lösung der Gleichungen eine ziemlich mühsame Arbeit verlangen. Diese Arbeit ist aber bei Belastung eines Balkens nur zweimal durchzuführen, weil aus den Momenten für zwei Laststellungen eines Balkens die Momente einer dritten Laststellung desselben Balkens leicht ermittelt werden können.

Bei der Aufstellung der Gleichungen war nämlich nur die Größe und der Angriffspunkt derjenigen ideellen Kraft maßgebend, die aus dem Momentenbild der äußeren Kräfte gebildet wurde, vorausgesetzt, daß der Balken ein Träger auf zwei Stützen ist (Abb. 20). Für zwei Belastungen des Balkens F_iG_i sind diese ideellen Kräfte und Angriffspunkte P_1 und P_2, auf Grund deren die Momentenbilder des Rahmensystems bestimmt wurden. Wenn für einen dritten Belastungsfall die ideelle Kraft Q ebenfalls berechnet wird, kann diese in zwei Seitenkräfte Q_1 und Q_2 aufgelöst werden, die in P_1 und P_2 angreifen. Da es sich aber immer um die ideelle Kraft und nicht um die äußeren Kräfte handelt, ist das Moment in dem dritten Belastungsfall:

$$M = M_1 \frac{Q_1}{P_1} + M_2 \frac{Q_2}{P_2}$$

wo M_1 und M_2 die Momente der ersten und zweiten Belastungen (P_1, P_2) für denselben Querschnitt bezeichnen. Daher braucht man bei rollender Belastung nur für zwei Laststellungen das Momentenbild zu bestimmen; die Momente, und ebenso die Reaktionen können für jeden weiteren Belastungsfall aus denen für die ersten zwei Belastungen einfach abgeleitet werden.

Zahlenbeispiel. Ein Stockwerkrahmen mit eingespannten Stützen, zwei Öffnungen und zwei Stockwerken wird mit gleichmäßig verteilten horizontalen Kräften belastet:

$$p = 600 \text{ kg/m}.$$

Der Schlußbalken ist geradlinig, liegt horizontal (Abb. 21); die Abmessungen sind:

$$l_{ab} = l_{bc} = 6{,}00 \text{ m}; \quad h_{01} = h_{12} = 4{,}00 \text{ m}.$$

Das Trägheitsmoment der Stützen bez. der Balken beträgt 0,5 bzw. 1,0, und zwar in der ganzen Länge der Stützen bzw. Balken. Es ist das Momentenbild zu bestimmen.

Die ideellen Kräfte sind, vorausgesetzt, daß die Endordinaten der Momentendreiecke die Größe Eins haben:

$$a_0^1 = a_1^0 = b_0^1 = b_1^0 = c_0^1 = c_1^0 = a_1^2 = a_2^1 = b_1^2 = b_2^1 = c_1^2 = c_2^1$$

$$= \frac{4{,}0 \cdot 1{,}0}{2 \cdot 0{,}5} = 4{,}0 \text{ tm}^2,$$

$$a_1^b = b_1^a = b_1^c = c_1^b = a_2^b = b_2^a = b_2^c = c_2^b = \frac{6{,}0 \cdot 1{,}0}{2 \cdot 1{,}0} = 3{,}0 \text{ tm}^2.$$

Zur Bestimmung der ideellen Kräfte von der äußeren Belastung muß das Momentenbild des Halbrahmens $A_0A_1B_1$ bzw. $A_1A_2B_2$ gezeichnet werden, und zwar unter der Voraussetzung, daß die Halbrahmen in A_0 bzw. A_1 in festen Gelenken, und in B_1 und B_2 auf Rollagern gestützt sind. Es ist selbstverständlich, daß die Momentenbilder beider Halbrahmen kongruent sind.

Nach Bestimmung des Momentenbildes können die ideellen Kräfte der äußeren Kräfte berechnet werden. Die ideellen Kräfte $P^1_{ab} = P^2_{ab}$ und $P^a_{01} = P^a_{12}$ sind:

$$P^1_{ab} = P^2_{ab} = \frac{4{,}80 \cdot 6{,}00}{2} = 14{,}40 \text{ tm}^2,$$

$$P^a_{01} = P^a_{12} = \frac{4{,}80 \cdot 4{,}00}{2 \cdot 0{,}5} + \frac{2}{3} \cdot \frac{1{,}20 \cdot 4{,}00}{0{,}5} = 19{,}20 + 6{,}40 = 25{,}6 \text{ tm}^2.$$

Die Angriffspunkte von P^1_{ab} und P^2_{ab} liegen in $A_1{}^b$ und $A_2{}^b$. Die Angriffspunkte von P^a_{01} und P^a_{12} müssen berechnet werden. Der Angriffspunkt vom ersten Teil (19,20) liegt in $A_1{}^0$ und $A_2{}^1$, derselbe vom zweiten Teil (6,40) in dem Halbierungspunkt der Stütze, daher ist die Entfernung der Angriffspunkte P_{01} und P_{12} vom A_0A_1 bzw. A_1A_2 und A_1B_1 bzw. A_2B_2:

$$x = \frac{2{,}00 \cdot 14{,}40}{14{,}40 + 25{,}60} = 0{,}72 \text{ m},$$

$$y = \frac{19{,}20 \cdot 1{,}33 + 6{,}40 \cdot 2{,}00}{14{,}40 + 25{,}60} = 0{,}96 \text{ m},$$

und $$P_{01} = P_{12} = 14{,}40 + 25{,}60 = 40{,}00 \text{ tm}^2.$$

Damit sind die ideellen Kräfte von der äußeren Belastung bestimmt worden.

Für den Rahmen $A_0A_1B_1B_0$ lauten die Gleichungen (A), (B) und (C):

$$A_0{}^1 + A_1{}^0 + A_1{}^b + B_1{}^a - B_0{}^1 - B_1{}^0 + 40{,}00 = 0 \quad \ldots \quad (21$$

$$(A_0{}^1 - B_0{}^1)\,2{,}66 + (A_1{}^0 - B_1{}^0)\,1{,}33 + 40{,}00 \cdot 0{,}96 = 0 \quad \ldots \quad (22$$

$$(A_0{}^1 + A_1{}^0)\,6{,}00 + 4{,}0\,A_1{}^b + 2{,}0\,B_1{}^a + 40{,}00 \cdot 5{,}28 = 0 \quad \ldots \quad (32$$

In diesem Gleichungssystem werden $A_0{}^1$, $A_1{}^0$ und $B_0{}^1$ als Unbekannte betrachtet, die in $B_1{}^0$, $A_1{}^b$ und $B_1{}^a$ ausgedrückt werden:

$$A_0{}^1 = -B_1{}^0 + {}^4/_3\,A_1{}^b + {}^5/_3\,B_1{}^a + 16\,000 \quad (I$$

$$A_1{}^0 = +B_1{}^0 - 2\,A_1{}^b - 2\,B_1{}^a - 51\,200 \quad (II$$

$$B_0{}^1 = -B_1{}^0 + {}^1/_3\,A_1{}^b + {}^2/_3\,B_1{}^a + 4800 \quad (III$$

Für den Rahmen $B_0B_1C_1C_0$ lauten die Gleichungen (A), (B), (C) und (P):

$$B_0{}^1 + B_1{}^0 + B_1{}^c + C_1{}^b - C_1{}^0 - C_0{}^1 = 0 \quad (24$$

$$(B_0{}^1 - C_0{}^1)\,2{,}66 + (B_1{}^0 - C_1{}^0)\,1{,}33 = 0 \quad (25$$

$$(B_0{}^1 + B_1{}^0)\,6{,}00 + 4{,}0\,B_1{}^c + 2{,}0\,C_1{}^b = 0 \quad (26$$

$$\frac{1}{4{,}0}\left[\frac{A_1{}^0}{4{,}0} - \frac{A_0{}^1}{4{,}0}\right] + \frac{1}{4{,}0}\left[\frac{B_1{}^0}{4{,}0} - \frac{B_0{}^1}{4{,}0}\right] + \frac{1}{4{,}0}\left[\frac{C_1{}^0}{4{,}0} - \frac{C_0{}^1}{4{,}0}\right] = 4 \cdot 600 = 2400 \quad (27$$

In diesem Gleichungssystem werden $B_1{}^c$, $C_1{}^b$, $C_0{}^1$ und $C_1{}^0$ als Unbekannte betrachtet und durch $B_1{}^0$, $A_1{}^b$ und $B_1{}^a$ ausgedrückt:

$$B_1{}^c = +2\,B_1{}^0 - {}^7/_3\,A_1{}^b - {}^{11}/_3\,B_1{}^a - 52\,800 \quad \ldots \quad (IV$$

$$C_1{}^b = -4\,B_1{}^0 + {}^{11}/_3\,A_1{}^b + {}^{16}/_3\,B_1{}^a + 91\,200 \quad \ldots \quad (V$$

$$C_0{}^1 = +B_1{}^0 - A_1{}^b - B_1{}^a - 33\,600 \quad \ldots \quad (VI$$

$$C_1{}^0 = -3\,B_1{}^0 + {}^8/_3\,A_1{}^b + {}^{10}/_3\,B_1{}^a + 76\,800 \quad \ldots \quad (VII$$

Für den Rahmen $A_1A_2B_2B_1$ lauten die Gleichungen (D), (E) und (F):

$$-A_1{}^b - B_1{}^a + A_2{}^1 + A_1{}^1 + A_2{}^1 - B_2{}^1 - B_1{}^1 - B_2{}^1 + A_2{}^b + B_2{}^a - 14{,}40 + 40{,}00 = 0 \quad (28$$

$$(-A_1{}^b - B_1{}^a)\,4{,}0 + (A_2{}^1 + A_1{}^1 - B_2{}^1 - B_1{}^1)\,2{,}66 + (A_2{}^1 - B_2{}^1)\,1{,}33 - 14{,}40 \cdot 4{,}0 + 40{,}0 \cdot 0{,}96 = 0 \quad (29$$

$$(A_2{}^1 + A_1{}^1 + A_2{}^1)\,6{,}00 + (A_2{}^b - A_1{}^b)\,4{,}0 + (B_2{}^a - B_1{}^a)\,2{,}0 - 14{,}40 \cdot 4{,}0 + 40{,}0 \cdot 5{,}28 = 0 \quad (30$$

Ferner lauten die Gleichungen (G) und (H) bzw. (H_1) für die Knotenpunkte A_1 und B_1:

$$\frac{A_1{}^0}{4{,}0} = \frac{A_1{}^2}{4{,}0} \quad \ldots \quad (31)$$

$$\frac{B_1{}^0}{4{,}0} = \frac{B_1{}^2}{4{,}0} \quad \ldots \quad (32$$

$$\frac{A_1{}^b}{3{,}0} = \frac{A_1{}^1}{4{,}0} = 0 \quad \ldots \quad (33$$

$$\frac{B_1{}^c}{3{,}0} = \frac{B_1{}^a}{3{,}0} + \frac{B_1{}^1}{4{,}0} = 0 \quad \ldots \quad (34$$

und die Gleichung (Q) für den Knotenpunkt A_2:

$$\frac{A_2{}^b}{3{,}0} - \frac{A_2{}^1}{4{,}0} = 0 \quad \ldots \quad (35$$

In den Gleichungen (28) – (35) werden $A_1{}^1$, $A_1{}^2$, $A_2{}^1$, $B_1{}^1$, $B_1{}^2$, $B_2{}^1$ $A_2{}^b$ und $B_2{}^a$ als Unbekannte betrachtet, die in $B_1{}^0$, $A_1{}^b$ und $B_1{}^a$ ausgedrückt werden:

$$A_1{}^1 = -{}^4/_3\,A_1{}^b \quad \ldots \quad (VIII$$

$$A_1{}^2 = +B_1{}^0 - 2\,A_1{}^b - 2\,B_1{}^a - 51\,200 \quad \ldots \quad (IX$$

$$A_2{}^1 = -{}^{68}/_{45}\,B_1{}^0 + {}^{736}/_{135}\,A_1{}^b + {}^{124}/_{27}\,B_1{}^a + 63\,573 \quad \ldots \quad (X$$

$$B_1{}^1 = -{}^8/_3\,B_1{}^0 + {}^{28}/_9\,A_1{}^b + {}^{56}/_9\,B_1{}^a + 70\,400 \quad \ldots \quad (XI$$

$$B_1{}^2 = +B_1{}^0 \quad \ldots \quad (XII$$

$$B_2{}^1 = +{}^{172}/_{45}\,B_1{}^0 - {}^{1409}/_{135}\,A_1{}^b + {}^{401}/_{27}\,B_1{}^a - 194\,027 \quad \ldots \quad (XIII$$

$$A_2{}^b = -{}^{17}/_{15}\,B_1{}^0 + {}^{184}/_{45}\,A_1{}^b + {}^{31}/_9\,B_1{}^a + 47\,680 \quad \ldots \quad (XIV$$

$$B_2{}^a = +{}^{19}/_5\,B_1{}^0 - {}^{188}/_{15}\,A_1{}^b - {}^{41}/_3\,B_1{}^a - 209\,280 \quad \ldots \quad (XV$$

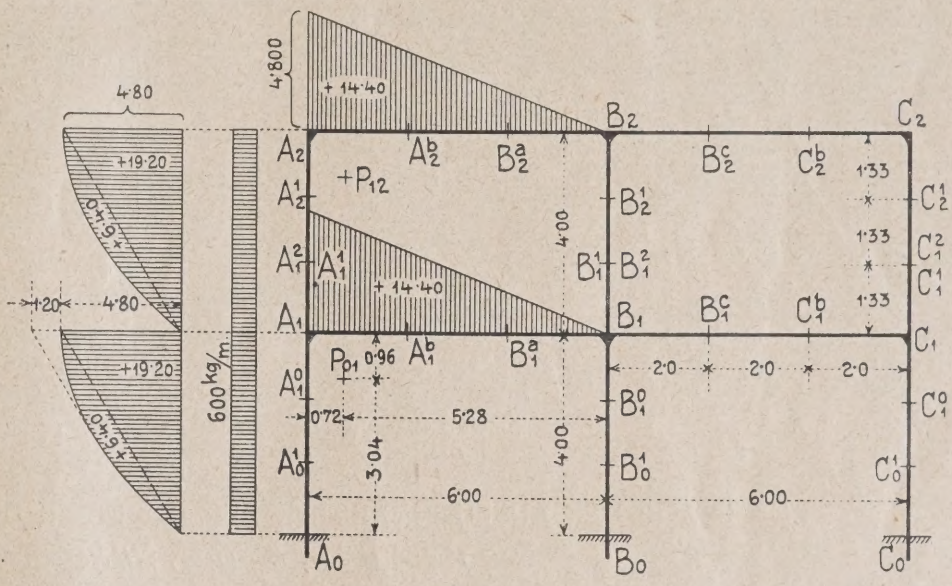


Abb. 21.

Für den Rahmen $B_1B_2C_2C_1$ lauten die Gleichungen (D), (E) und (F):

$$B_1{}^1 + B_1{}^2 + B_2{}^1 - B_1{}^c - C_1{}^b + B_2{}^c + C_2{}^b - C_1{}^1 - C_1{}^2 - C_2{}^1 = 0 \quad (36$$

$$(-B_1{}^c - C_1{}^b)\,4{,}0 + (B_1{}^1 + B_1{}^2 - C_1{}^1 - C_1{}^2)\,2{,}66 + (B_2{}^1 - C_2{}^1)\,1{,}33 = 0 \quad (37$$

$$(B_1{}^1 + B_1{}^2 + B_2{}^1)\,6{,}00 + (B_2{}^c - B_1{}^c)\,4{,}0 + (C_2{}^b - C_1{}^b)\,2{,}0 = 0 \quad (38$$

Ferner lauten die Gleichungen (G) und (H_1) für den Knotenpunkt C_1:

$$\frac{C_1{}^0}{4{,}0} = \frac{C_1{}^2}{4{,}0} \quad \ldots \quad (39)$$

$$-\frac{C_1{}^b}{3{,}0} = \frac{C_1{}^1}{4{,}0} = 0 \quad \ldots \quad (40$$

die Gleichungen (Q) für die Knotenpunkte B_2 und C_2:

$$\frac{B_2{}^c}{3{,}0} - \frac{B_2{}^a}{3{,}0} - \frac{B_2{}^1}{4{,}0} = 0 \quad \ldots \quad (41$$

$$-\frac{C_2{}^b}{3{,}0} - \frac{C_2{}^1}{4{,}0} = 0 \quad \ldots \quad (42$$

und die Gleichung (P):

$$\frac{1}{4{,}0}\left[\frac{A_2{}^1}{4{,}0} - \frac{A_1{}^2 + A_1{}^1}{4{,}0}\right] + \frac{1}{4{,}0}\left[\frac{B_2{}^1}{4{,}0} - \frac{B_1{}^2 + B_1{}^1}{4{,}0}\right] + \frac{1}{4{,}0}\left[\frac{C_2{}^1}{4{,}0} - \frac{C_1{}^2 + C_1{}^1}{4{,}0}\right] = 0 \quad (43$$

In den Gleichungen (39)–(43) werden B_2^c, C_2^b, C_1^1, C_1^2 und C_2^1 als Unbekannte betrachtet und durch B_1^0, A_1^b und B_1^a ausgedrückt:

$$B_2^c = +\tfrac{20}{3} B_1^0 - \tfrac{733}{36} A_1^b - \tfrac{893}{36} B_1^a - 354\,801 \quad \text{(XVI}$$
$$C_2^b = +\tfrac{509}{60} B_1^0 - \tfrac{1663}{180} A_1^b - \tfrac{673}{36} B_1^a - 261\,040 \quad \text{(XVII}$$
$$C_1^1 = -\tfrac{16}{3} B_1^0 + \tfrac{44}{9} A_1^b + \tfrac{64}{9} B_1^a + 121\,600 \quad \text{(XVIII}$$
$$C_1^2 = -3 B_1^0 + \tfrac{8}{3} A_1^b + \tfrac{10}{3} B_1^a + 76\,800 \quad \text{(XIX}$$
$$C_2^1 = -\tfrac{509}{45} B_1^0 + \tfrac{1663}{135} A_1^b + \tfrac{673}{27} B_1^a + 348\,054 \quad \text{(XX}$$

Sämtliche Unbekannte in den Gleichungen (36)–(38) können aus den Gleichungen (IV), (V), (XI)–(XIII) und (XVI)–(XX) eingesetzt werden, wodurch drei Gleichungen entstehen, die nur die drei Unbekannten B_1^0, A_1^b und B_1^a enthalten. Die Zahlenwerte dieser Unbekannten können daher bestimmt werden:

$$B_1^0 = +10\,314 \qquad A_1^b = -7523 \qquad B_1 = -5442$$

Setzt man diese Werte in (I)–(XX) ein, so sind sämtliche ideellen Kräfte bekannt.

$A_0^1 = -13\,415$	$A_1^0 = -14\,956$	$B_0^1 = -11\,650$	$B_1^c = +5336$
$C_1^b = -6665$	$C_0^1 = -10\,321$	$C_1^0 = +7656$	$A_1^1 = +10\,031$
$A_1^2 = -14\,956$	$A_2^1 = -18\,020$	$B_1^1 = -14\,370$	$B_1^2 = +10\,314$
$B_2^1 = +4737$	$A_2^b = -13\,515$	$B_2^a = -1417$	$B_2^c = +2127$
$C_2^b = -2304$	$C_1^1 = -8886$	$C_1^2 = +7656$	$C_2^1 = +3072$

Die Momentenordinaten sind (siehe Gleichungen (3)–(7):

$$m^1_{ab} = -\frac{7523}{3} = -2508 \qquad m^2_{ab} = -\frac{13\,315}{3} = -4505$$

$$n_{01}{}^a = -\frac{13\,415}{4} = -3354 \qquad n_{01}{}^b = -\frac{11\,650}{4} = -2912$$

$$n_{01}{}^c = -\frac{10\,321}{4} = -2580 \qquad m_{ba}{}^1 = -\frac{5442}{3} = -1814$$

$$m_{b_2}{}^2 = -\frac{1417}{3} = -472 \qquad n_{10}{}^a = -\frac{14\,956}{4} = -3739$$

$$n_{10}{}^b = +\frac{10\,314}{4} = +2579 \qquad n_{10}{}^c = +\frac{7656}{4} = +1914$$

$$m_{bc}{}^1 = +\frac{5336}{3} = +1779 \qquad m_{bc}{}^2 = +\frac{2127}{3} = +709$$

$$n_{12}{}^a = +\frac{10\,031 - 14\,956}{4} = -1231 \qquad n_{12}{}^b = \frac{-14\,370 + 10\,314}{4} = -1014$$

$$n_{12}{}^c = \frac{-8886 + 7656}{4} = -308 \qquad m_{cb}{}^1 = -\frac{6665}{3} = -2222$$

$$m_{cb}{}^2 = -\frac{2304}{3} = -768 \qquad n_{21}{}^a = -\frac{18\,020}{4} = -4505$$

$$n_{21}{}^b = +\frac{4737}{4} = +1184 \qquad n_{21}{}^c = +\frac{3072}{4} = +768$$

Durch die Momentenordinaten wird das Momentenbild des ganzen Systems aufgezeichnet. Es ist selbstredend, daß zu dem Momentenbild der Stütze $A_0A_1A_2$ und Balken A_1B_1

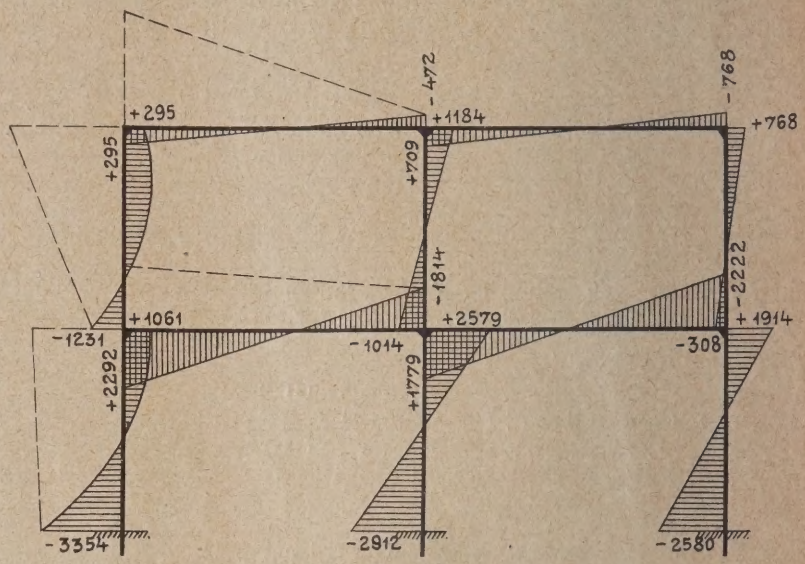


Abb. 22.

und A_2B_2 noch das Momentenbild der äußeren Kräfte (Abb. 21) zu addieren ist, um das endgültige Momentenbild des Stockwerkrahmens zu erhalten (Abb. 22) [1].

ZUR FRAGE DER AUSFÜHRBARKEIT TIEFLIEGENDER UNTERWASSERTUNNEL.

Von A. Haag, Ingenieur, Nikolassee.

Anschließend an die in Nr. 17, S. 499 ds. Bl. wiedergegebenen Ableitungen des Unterwassertunnelbaues aus dem Druckluftgründungsverfahren sei noch folgendes bemerkt:

In allen größeren Wassertiefen müssen Tunnelmantel, Vortreibrohr und Tunnelbohrzylinder ringsum geschlossen sein, damit die Luft im Innern dieser Teile nicht dem hohen äußeren Wasserdruck ausgesetzt wird, unter dem der Aufenthalt der Arbeiter nicht mehr möglich sein würde. Wenn in solchen Tiefen die Fugen zwischen Tunnelmantel, Vortreibrohr und Bohrzylinder sicher und dauernd dicht gehalten werden können — was wahrscheinlich ist, aber durch Versuche noch bewiesen werden muß —, so stehen auch der Ausführung tiefliegender Unterwassertunnel keine unüberwindlichen Schwierigkeiten entgegen.

Liegt der Tunnel unter der Sohle des zu kreuzenden Gewässers und ist das Erdreich, in dem der Tunnel vorzutreiben ist, so dicht, daß der Boden vor dem Tunnel stellenweise von Hand, im Trockenen, gelöst und entfernt werden kann — sei es durch Abpumpen des Wassers vor Ort, oder durch Herstellung einer vor Luftaus- und Wassereinbrüchen und übergroßen Druckluftverlusten genügend sicheren Druckluftblase vor Ort —, so wird man diese günstigen Umstände selbstverständlich ausnutzen! Die Arbeiter treten dann durch Türen oder Schleusen in der Stirnwand des Tunnelbohrers aus dem Bohrer nach vorn heraus, lösen den Boden und fördern ihn durch die Türen oder Schleusen nach hinten in den Tunnel, von wo er weitergefördert wird. Falls eine Spalte oder eine stark wasserführende Schicht im Boden angetroffen wird, die nicht sicher abdichtbar ist oder die Gefahr eines Luftaus- und Wassereinbruches befürchten läßt, treten die Arbeiter rechtzeitig in den Apparat zurück, die Türen werden geschlossen und der Apparat arbeitet sich durch die gefährdete Stelle durch, nach deren Überwindung die Türen wieder geöffnet werden können. Doch ist dieser Vorgang nur zulässig, wenn der Tunnelbohr- und Vortreibeapparat als Sicherheitsapparat dauernd mitgeschleppt wird!

Zur leichteren Überwindung des vor dem Tunnelbohrer liegenden äußeren Wasserdruckes ist es zweckmäßig, beim Vortrieb den Innenraum des Bohrers unter Luftdruck zu setzen, so weit dies angeht. Kugellagerkränze in den Fugen zwischen den zu bewegenden Teilen erleichtern die Vorwärts- und Wälzbewegungen der Teile, schützen die Dichtungen in

[1]) Es sei bemerkt, daß dieses Zahlenbeispiel zuerst von Dr.-Ing. Hartmann in seiner Abhandlung: Genauere Berechnung eines zweigeschossigen Doppelrahmens (Allgemeine Bauzeitung 1913, Heft 3, Seite 86, Textfigur 13) ausgearbeitet wurde. Obwohl sein rechnerisches Verfahren ganz anders ist, führt es genau zu den gleichen Ergebnissen, wie die obige Rechnung.

den Fugen vor Zerdrücken und verhindern das Eindringen größerer Erdmengen in die Fugen. —

Tiefliegende Unterwassertunnel, die auf der Sohle der zu kreuzenden Gewässer aufruhen, sonst aber von freiem Wasser umgeben sind, bedürfen zum Vortreiben nur ringsum geschlossener Tunnelmäntel und Vortreibrohre. Nur die Fuge zwischen diesen beiden Teilen ist dicht zu halten.

Für Tunnel, die zum Schutze vor Beschädigungen oder aus anderen Gründen in den Boden eingebettet werden sollen, genügt in der Regel eine geringe Überdeckungshöhe oder Überschüttung. Hohe Tunnellagen ersparen Rampengefälle in den Zufahrten und erleichtern die Arbeiten infolge Verringerung des äußeren Wasserdrucks.

Möchten diese Erwägungen bei der Ausführung tiefliegender Unterwasser-, insbesondere Untersee-tunnel Beachtung finden, damit Katastrophen vermieden werden. —

ALFRED HÜSER — 50 JAHRE ALT.

Fabrikbesitzer Alfred Hüser, Obercassel (Siegkreis), der Vorsitzende des Deutschen Beton-Vereins E. V. vollendet am 29. November 1920 sein 50. Lebensjahr. Einige Monate später im Februar 1921 werden es 10 Jahre, seit er das Amt des Vorsitzenden des Deutschen Beton-Vereins übernommen hat.

Wenn Alfred Hüser an seinem Geburtstag auf der Höhe seines Schaffens und im besten Mannesalter zurückschaut auf die hinter ihm liegende Lebenszeit, so kann er dies stolz und erhobenen Hauptes tun. Sein Wirken und Schaffen ging hinaus über die Arbeit für die allseits geachtete und angesehene Bauunternehmung, an deren Spitze er steht, es galt vielmehr der Allgemeinheit, der Beton- und Eisenbetonindustrie Deutschlands. Sie hat Alfred Hüser außerordentlich viel zu danken. Ohne Rücksicht auf persönliche Bequemlichkeit, oft wohl auch unter Hintenansetzung der ihm bei der Führung seiner Firma obliegenden Arbeiten hat sich Alfred Hüser stets und unermüdlich mit vollem Eifer eingesetzt für die allgemeinen Bedürfnisse des Beton- und Eisenbetonbaues, für seine wissenschaftliche Erforschung, für seine Stärkung und Verbreitung. Als Vorstandsmitglied und in den letzten zehn Jahren als Vorsitzender des von seinem Vater gegründeten Deutschen Beton-Vereins war er hierzu in hervorragendem Maße berufen, und diese großzügige Arbeit für das Ganze ist ihm nie zur Last, sie ist ihm zum Bedürfnis, zur Lebensfrage geworden.

Wenn die Beton- und Eisenbetonindustrie Deutschlands und im besonderen die Mitglieder des Deutschen Beton-Vereins Alfred Hüser an seinem 50. Geburtstag Dank und Anerkennung zollen für alles das, was er für sie getan hat, so schließen wir uns dieser Anerkennung aus vollem Herzen an und verbinden damit den Geburtstagswunsch, daß es Alfred Hüser vergönnt sein möge, in vollkommener Gesundheit und Mannesfrische noch lange Jahre weiter zu wirken für die große Aufgabe, die ihm ans Herz gewachsen ist, mit Erfolg für die Allgemeinheit und mit innerer Befriedigung für sich selbst.

Die Schriftleitung. E. P.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Baustoffe — Bauweisen, Ausstellung in Zürich. Bericht darüber in der Schweizerischen Bau-Ztg. vom 23. X. 20.

Kalksandsteinwerk Geesthacht. Von B. Krieger. Mit 4 Abb. 2 Seiten. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 123, S. 1077.

Der Beton und seine Bestandteile. Von Dipl.-Ing. W. Schwaab. Städt. Tiefbau 1920, Heft 19, S. 147/151.

Die Regierung zum Abbruch der Ziegeleien. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 127, S. 1117.

Traß und Portlandzement. Von Georg Fredl. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 128. Wechselwirkung von Kalk und Traß.

Der Traß als Mörtelbildner. Von Prof. Dr. P. Tannhäuser, Berlin, Technische Rundschau 1920, Nr. 34. Abdruck davon mit 2 Abbildungen aus Ettringen im Tiefbau 1920, Nr. 79.

Schlackensteine für Siedlungsbauten. Beton und Eisen 1920, Heft 16, S. 198/199.

Statik und Festigkeitslehre.

Über die Berechnung des hölzernen Portalrahmens mit Kopfbändern. Von Karl Kriemler, Prof a. d. Technischen Hochschule in Stuttgart. D. B.-Ztg., Beilage „Der Holzbau" 1920, Nr. 19, S. 73, 1 Seite.

Berechnung des einhüftigen Rahmens mit ansteigendem Balken. Von Obering. Hans Spiller, Dresden. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zement u. Beton Nr. 16, 1½ Seiten.

Beitrag zur Berechnung der Formänderung von Kragträgersystemen. Von Dr. techn. Eduard Cecerle, Eisenbau 1920, Heft 17, 18 Seiten.

Über die Biegungsbeanspruchung von E-Eisen. 3 Seiten Erörterungen im Anschlusse an eine Arbeit von Wansleben zwischen W., Dr. Sonntag und Eggenschwyler. Eisenbau 1920, Heft 15, S. 271.

Die Querschnittsermittelung rechteckiger, auf Doppelbiegung beanspruchter Balken. Von Dipl.-Ing. Böhrig, Barmen-U. 1,3 Seiten im Eisenbau 1920, Heft 12, S. 209/210.

Zur Berechnung von Mastfundamenten. Von W. L. Andrée. 3½ Seiten im Eisenbau 1920, Heft 12, S. 210 und folgende.

Die neuen ministeriellen Vorschriften für Hochbauten in Preußen. Von Alfred Gregor, Köln-Kalk, im Eisenbau 1920, Heft 12, S. 214 und folgende.

Beitrag zur Berechnung der Laufkranobergurte. Von Prof. Dr.-Ing. G. Unhold, Chemnitz. 1,3 Seiten im Eisenbau 1920, Nr. 18.

Angenähertes Trägheitsmoment und Widerstandsmoment für dünnwandige Rohre von beliebig großem Durchmesser. Von Dr.-Ing. L. Billeb, Brücherhof. Eisenbau 1920, Heft 18, 4,3 Seiten.

Wichtige Einblicke in Querschnitte aus Eisenbeton. Von Ing. Leopold Herzka, Staatsbahnrat, Wien. 1. Einleitung, 2. Zusammenhang zwischen einfacher und doppelter Berechnung, 3. Querschnittsbemessung bei Betonzugspannungen, 4. Berechnung der Rippenverstärkung Δb, 5. Bestimmung der Eisenvermehrung ΔFe, 6. Vergrößerung der Rippenhöhe um Δh, 7. Wechselbeziehungen zwischen Δb, ΔFe und Δh. Beton u. Eisen 1920, Heft 7/8, 9/10, 11, 12/13, 14 u. 16.

Faustformeln zur Querschnittsbestimmung gedrückter flußeiserner Stäbe und Stützen. Von Oberbaurat Prof. a. D. Moerike, Stuttgart. Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, Nr. 83, S. 525.

Beitrag zur Berechnung auf Knickung beanspruchter Rahmengebilde. Von Prof. Karl Ljungberg, Stockholm. Eisenbau 1920, Heft 14, S. 243/251.

Berechnung der Knickbelastung von Gitterwerkskonstruktionen. Von Prof. Karl Ljungberg, Stockholm. Eisenbau 1920, Heft 18, 7½ Seiten.

Knicksicherheit gekreuzter Fachwerksstäbe. Von Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. A. Freund, Essen a. d. R. 6 Seiten im Eisenbau 1920, Heft 16, S. 285. Zuschrift von Dr. Bleich hierzu unmittelbar anschließend.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

Grundsätzliches zum internationalen Wettbewerb für die Arsta-Brücke bei Stockholm. Von Ing. M. Ros, Baden (Schweiz), in der Schweizerischen Bau-Zeitung vom 16. und vom 23. Oktober 1920. 8 Seiten.

b) Hölzerne Brücken.

— — — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — — —

e) Eiserne Brücken.

Der Bau der Brücke über die Dubissa bei Lidoviani durch die Man, Werk Gustavsburg. Eisenbau 1920, Heft 15, 17 Seiten, 28 Abb.

Wiederherstellung der zerstörten Eisenbahnbrücke über die Weichsel in der Linie nach Wilna. Zentralblatt der Bauverw. 1920, Nr. 84, S. 529/532, 6 Abb.

Die Wiederherstellung der Brücke über die Schelde bei Termonde durch die Man, Gustavsburg. Eisenbau 1920, Heft 19, 20 Abb., 14 Seiten.

Der Abbau der gesprengten Brücke über die Memel bei Grodno. Darstellung mit 9 Abbildungen im Zentralblatte der Bauverwaltung 1920, Nr. 87, S. 545/548.

Das Vergießen der Auflagersteine der Mittelpfeiler der Berliner Brücke in Halle (Sa.). Von Reg.-Bmstr. Karl Mentzel, M.-Gladbach. Eisenbau 1920, Heft 14, S. 251/253, mit 3 Abb.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Betonhohlsteinbauten nach System Lean. 1 Seite von Ing. Ignaz Pollack, ebenda, Seite 274/275.

Über einige Sparbauweisen der Universale Baugesellschaft m. b. H. in Wien. Von Oberbaurat Ing. Ernst Richter, ebenda, S. 272/274.

Der Hohlblock als Material des Hohlbaues. 4 Seiten mit zahlreichen Abb. ebenda S. 268/272.

Die Betonhohlblock-Bauweise. Von Privatdozent Studienrat Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Mit 22 Abb. in der D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zement u. Beton, Nr. 15, 3 Seiten.

Eine neue Gußbetonbauweise mit 2 Abb. (Löschs Häuser in Eichkamp bei Berlin). Z. d. Bauverw. 1920, Nr. 85, S. 539/540.

Die Schaffung einer wärmetechnischen Prüfstelle. Von Privatdozent an der E.T.H. Zürich Max Hottinger. 1½ Seiten. Schweizerische Bau-Ztg. vom 30. Oktober 1920.

Wärmewirtschaftliche Aufgaben der Architekten. Vortrag von Priv.-Doz. Dr. Karl Hencky-München im österr. Ing.- und Arch.-Ver. Wien am 10. Oktober 1920. Abgedruckt in Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 42/43. (Sonderheft f. Sparbauweisen.)

Ziegelverbrauch bei Wohnungsbauten. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 126, S. 1105/1106.

Wirtschaftliche Zementwarenherstellung. Stampf-, Schleif- und Poliereinrichtung in einer Maschine. Mit Abb. beschrieben. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 123, S. 1079.

Die Feuersicherheit des Lehmschindeldaches. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 81, S. 516, 22 Zeilen.

Gründungsarbeiten usw.

Vorrichtung zur Herstellung von Betonpfählen mit verbreitertem Fuß im Erdreich mittels Vortreibrohres und Druckwasserspülung. D. R. P. 322 934, Siemens & Halske, Berlin. Beschreibung mit Abb. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 85, S. 540.

Wirtschaftliche Vorteile der Eisenbetoncaissons. Von Dr. techn. Eduard Proksch, Ziv.-Ing., Wien. Beton und Eisen 1920, Heft 16, S. 191/193.

Wasserbau.

Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht und Wasserbewegung.

Zur Erforschung des Geschiebeverschleißes. 1½ Spalten unter Vermischtes im Zentralbl. d. Bauv. 1920 von Priv.-Doz. Dr. Leiner, München.

Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

Schiffbarmachung des Rheines von Basel bis zum Bodensee und der internationale Wettbewerb. Von Baurat Gros, Mannheim. D. B.-Ztg. 1920, Nr. 81 und 82, S. 393 bezw. 397.

Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse des Rheins im Binger Loch. Von Ottmann im Zentralblatt d. Bauv. 1920, Nr. 85, S. 537/539.

Die Hafenneubaupläne der Stadt Köln. Von Reg.-Bmstr. a. D. Bock, Köln. Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, Nr. 81, S. 513 bis 516 und Nr. 83, S. 521 bis 524.

Künstliche Entwässerung und Binnenwasser-Überdruck bei Hafenbauwerken im Ebbe- und Flutgebiet. Von Dipl.-Ing. Wesemann, Hannover. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zement und Beton, Nr. 15, 2 Seiten.

Wasserwage schwimmender Körper. D. R. P. 304 888, Albert Schneider, Aachen, beschrieben im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 86, S. 544.

Spülrohrkopf. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 83, bringt eine Wiedergabe des D. R. P. Nr. 319 469, Max Haase, Stettin, mit 5 Abb. Der Spülkopf ist für Spülbagger usw. anzuwenden.

Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Hamburg. Zentralbl. d. Bauverw., Heft 82, S. 517.

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Ausbau der mittleren Isarwasserkraft. In der Rundschau d. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 41.

Das staatliche Walchensee-Kraftwerk. Kurzer Bericht in der Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 41, Rundschau, von Fritz Eiselen.

Die Bedeutung der Flußwasserkraftanlagen für Deutschlands Elektrizitätswirtschaft. Z. d. Ver. d. Ing. 1920, Heft 42, S. 869 (Rundschau).

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Die Bergbautechnik in den letzten Jahren. I. Teil: Der Tiefbau. Von Prof. Dr.-Ing. Spackeler, Clausthal. Z. d. Ver. d. Ing. 1920, Nr. 43, S. 877/881 und Nr. 44, S. 907/910. Schürfen und Bohren — Schachtabteufen — (Verbundtübbings) — Gewinnung (Bohrmaschinen und Bohrhämmer, Sprengstoffe, Schrämmaschinen) — Abbau (Sicherheitspfeiler, Schrägbau) — Grubenausbau (Eiserne Stempel — Eisenbeton) — Förderung (Abbauförderung, Streckenförderung, Füllorteinrichtungen, Schachtförderung) — Bewetterung.

Straßenbau.

Fuhrwerksschienen. Von Landesbaumeister Niemack, Stendal, 1½ Seiten in der Verkehrstechnik 1920, Nr. 29.

Schotterstraßen. Bericht über die Veröffentlichungen von Prof. Dr.-Ing. Löwe im Technischen Gemeindeblatt vom 5. Mai — 20. Juli 1920 in der Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1920, Heft 43, S. 881, ⅔ Seite.

Eisenbahnbau und -betrieb.

Über die Ausgestaltung der Verschiebebahnhöfe. In einer Veröffentlichung von 3 Seiten nimmt Geh. Baurat Heinrich zu dem Buche von Prof. Dr.-Ing. Ammann im Zentralbl. d. Bauverw. 1920 Stellung.

Eisenbetonschwelle für Schmalspurbahnen. Von Ing. Th. Güdel, Graz. Schweiz. Bau-Ztg. vom 14. August 1920. 1 Seite mit 4 Abbildungen.

Der Großberliner Nahverkehr während der Tätigkeit des Verbandes Groß-Berlin. Von Dr.-Ing. Helm. Verkehrstechnik 1920, Nr. 29.

Eisenbahnunfälle. Von Wechmann, Verkehrstechnik 1920, Nr. 29. 1 Seite mit 4 Abb. Besprechung des Buches von Prof. Stockert, Verlag Urban & Schwarzenberg, Berlin-Wien.

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

Neuere Kohlenlagerhäuser in Eisenbeton. Ein Rückblick auf eine zehnjährige Tätigkeit der Fa. Gebr. Rank, München. Von Dipl.-Ing. G. Escher, München. Beton und Eisen 1920, Heft 16, 2½ Seiten.

Sollen wir Wolkenkratzer bauen? Von Geh. Baurat Dr. E. G. Friedrich, Berlin, Vortr. Rat im preußischen Wohlfahrtsministerium. Bauwelt 1920, Heft 42 u. 43.

Entwurf zu einem Leipziger Meßturm mit 30 Stockwerken. Von Dipl.-Ing. Em. Haimovici, Leipzig. Der in zahlreichen Zeitschriften zur Darstellung gebrachte Turm erscheint auch im Eisenbau 1920, Heft 14, S. 239/243.

Eisenbetonausführungen im Empfangsgebäude auf Bahnhof Saarburg in Lothringen. Zentralbl. d. Bauverw. 1920, Nr. 87, S. 548/550, von Reg.- und Baurat Borchers, München.

Ammoniakbehälter aus Beton. ½ Spalte über den Einfluß des Ammoniaks auf solche Behälter. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 121, S. 1062.

Eisenbeton-Druckleitung in Rioupéroux. Mitt. in der Rundschau der Z. d. Ver. d. Ing. 1920, Nr. 43, S. 895 mit Abb. nach Schw. B.-Ztg. vom 7. August 1920. Vgl. Bauingenieur, Heft 17.

Die Hauptleitung der Landeswasserversorgung Apuliens. Von Dr.-Ing. u. Dr. rer. pol. Karl Haller, Langenau-Ulm. Tiefbau 1920, Nr. 82/83. Mit Abb. (Eisenbetonrohre!)

Unterfangung eines Turmpfeiler-Fundaments am Straßburger Münster. Schweizerische Bau-Ztg. vom 16. Oktober 1920. Vgl. Zentralbl. d. Bauv. vom 8. Mai 1920.

Drehwerk mit ausfahrbaren Schwimmbühnen für den Bau von Eisenbetonschiffen. Von Dr. techn. Karner, Sterkrade. Es handelt sich um eiserne schwimmende Zylinder zur Drehung von Schiffen, die kielobenhergestellt werden. Beton und Eisen 1920, Heft 16, S. 189/191.

Eisenbau.

(Eisenbrücken siehe unter Brückenbau.)

Die Bemessung vom Nietverbindungen bei Richtungswechsel der Beanspruchung. Von F. Wansleben im Eisenbau 1920, Heft 16, 0,7 Seiten (S. 277).

Sparsames und richtiges Bauen. Von Bruno Pfütze, Leipzig. Eisenbau 1920, Heft 16, anschließend an seine Arbeit im Brückenbau 1919, Nr 22, und an die Arbeit von Czech im Eisenbau 1920, Nr. 7. (2,3 Seiten.)

Moderne Verladeanlagen. Von Ing. Gustav Gratz, Duisburg. Eisenbau 1920, Heft 17, 3 Seiten.

Grundzüge und Richtlinien beim technischen Arbeiten. Von Alfred Gregor, Köln-Kalk. Eine Arbeit mit durchaus greifbaren Vorschlägen, die sich u. a. auf Fragen des Eisenbaus beschränken. Eisenbau 1920, Heft 14, S. 219/236.

Holzbau.

Die Berechnung des geschlitzten Ringdübels, System Tuchscherer. Von Priv.-Doz. Dr. Lewe, Berlin. Holzbau 1920, Nr. 20, Beilage der D. B.-Ztg.

Der Tuchscherersche Ringdübelanschluß für Holzkonstruktionen. Mit Abb. Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 42/43, Sparbauweisen-Sonderheft.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

Münchner Stadterweiterung. Auszug a. d. Vortrag vom städt. Bauamtmann August Blößner am 6. Mai 1920 im Münchner Architekten- und Ingenieur-Verein. Süddeutsche B.-Ztg. 1920, Nr. 38, 2½ Seiten, 3 Abb.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung. Sonstiges.

Sparsame Bauwirtschaft. Aus einem gemeinsamen Vortrage der Privatdozenten Dr. Georg Weißenberger und Ing. Adolf Brzesky, Baden. Z. d. ö. I. u. A.-V. 42/43, 1920, S. 275—277.

Aus dem Patentrecht. 3 Seiten von Rechtsanwalt Dr. Werneberg, Berlin-Schöneberg. Eisenbau 1920, Heft 18, 2,6 Seiten.

Verringerung des Sicherheitsgrades. Aussprache zwischen Bauinspektor Dr. Schmidtmann, Stuttgart und Franz Czech im Eisenbau 1920, Heft 18, S. 333.

Wanderversammlung des Deutschen Betonvereins in München. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zement und Beton, Nr. 15, S. 119/120 und Nr. 16, S. 125.

Erste Hauptversammlung der Gesellschaft für das Bauingenieurwesen. Bericht von Fritz Eiselen. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 42, S. 866.

Oberingenieur W. Ludwig Andrée †. Nachruf mit Lebensbild im Eisenbau 1920, Nr. 19, 1½ Seiten.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Hamburg.

Am 23. September begann hier die 2. ordentliche Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft. Am Vorabend der Tagung fand ein zwangloser Bierabend zur Begrüßung der auswärtigen Teilnehmer in der „Alsterlust" statt. Die Tagung wurde eingeleitet durch eine interne geschäftliche Sitzung, auf der der Jahresbericht und der Kassenbericht vorgelegt wurden, wonach dem Vorstand Entlastung erteilt wurde. Als Tagungsort für die nächste Hauptversammlung im Jahre 1921 wurde Mannheim bestimmt. Anschließend begannen im Großen Saal des Patriotischen Gebäudes die Vorträge vor einem zahlreichen Zuhörerkreis von Mitgliedern und geladenen Gästen. Die Versamlmung wurde durch den Ehrenvorsitzenden S. Kgl. Hoheit den Prinzen Heinrich von Preußen mit einer Ansprache eröffnet, in der er die erschienenen Mitglieder und Gäste begrüßte und ausführte, daß ihm das Wirken der Hafenbautechnischen Gesellschaft vor allen Dingen nach zwei Punkten hin wichtig erschiene. Einmal sei die Hafenbautechnische Gesellschaft berufen an dem Wiederaufbau der deutschen Wirtschaft mitzuwirken, und anderseits könne die Gesellschaft in Hinsicht darauf, daß ihre Mitglieder aus allen Gauen Deutschlands stammten, zur Stärkung der nationalen Kraft beitragen. Alsdann hieß der präsidierende Bürgermeister, Dr. Diestel, die Teilnehmer an der Tagung im Namen des Senats in den Mauern Hamburgs willkommen. In längerer Rede führte er aus, daß Hamburg durch die Kriegszeit schwer gelitten habe, daß es aber bald seine alte Stellung als erste Handelsstadt des Kontinents wieder zu erringen hoffe und der nie ermüdende Hanseatengeist dazu verhelfen würde.

Die Reihe der Vorträge wurde eröffnet durch einen Vortrag von Herrn Direktor B. Huldermann der Hamburg-Amerika-Linie: „Der Eintritt der Vereinigten Staaten in die Seeschiffahrt". Ursprünglich hatte diesen Vortrag Herr Geheimrat Dr. Cuno, Generaldirektor der Hamburg-Amerika-Linie, zugesagt, für den in plötzlich eingetretener Behinderung Herr Huldermann in liebenswürdiger Weise eingetreten war. Anschließend hielt Herr Geh. Regierungsrat Prof. F. W. Otto Schulze von der Technischen Hochschule Danzig einen Vortrag: „Danzig und sein Hafen". Nach der Frühstückspause wurden die Vorträge fortgesetzt. Regierungsbaumeister a. D. Bock vom städtischen Tiefbauamt Köln berichtete über „die Hafenneubaupläne der Stadt Köln", und Herr Professor Weihe von der Technischen Hochschule Charlottenburg über „Leistung und Wirtschaftlichkeit maschineller Fördermittel in Häfen".

Abends fand im Uhlenhorster Fährhaus ein Festessen der Teilnehmer an der Hauptversammlung statt.

Am 24. September wurde eine Rundfahrt zur Besichtigung der Hamburger und Altonaer Hafenanlagen sowie der Anlagen der Deutschen Werft auf Finkenwärder veranstaltet, im Anschluß daran hat die Deutsche Werft die Teilnehmer zu einem Frühstück in das Parkhotel geladen.

Am 25. September fand eine Dampferfahrt nach Cuxhaven statt, wo der Neue Hafen und die Erweiterungsbauten des Fischerhafens besichtigt wurden.

Über den Inhalt der Vorträge geben die nachfolgenden Mitteilungen Auskunft.

a) An Stelle des verhinderten Herrn Geheimrat Cuno hielt Herr Dir. Huldermann von der Hamburg-Amerika-Linie den Vortrag über

„Amerikas Eintritt in die Seeschiffahrt".

Der Redner gab einleitend ein Bild der früheren Betätigung Amerikas in der Schiffahrt, die in den Tagen des Segelschiffverkehrs zu einer absoluten Vorherrschaft der amerikanischen Flagge im transatlantischen Verkehr geführt hatte, bis das Aufkommen der Dampfschiffahrt und die Anstrengungen der englischen Linien die amerikanische Flagge in den Hintergrund drängten. Die Ursache für den amerikanischen Mißerfolg war das Festhalten an veralteten technischen Typen, die Überlegenheit der englischen Eisenindustrie und ein hoher amerikanischer Eisenzoll. Den Todesstoß gab der amerikanischen Segelschiffahrt der Bürgerkrieg durch die Kaperungen der südstaatlichen Schiffe und die Erschütterung des Vertrauens in die Sicherheit unter amerikanischer Flagge. Auch die Mannschaftsverhältnisse änderten sich grundlegend infolge wirtschaftlicher Ursachen, so daß das vorzügliche amerikanische Schiffahrtspersonal völlig verschwand. Ein halbes Jahrhundert der Depression folgte, während dessen nur einzelne durch besondere Umstände veranlaßte Erscheinungen auf dem Gebiete der amerikanischen Schiffahrt von Interesse waren. Mannigfache gesetzgeberische Maßnahmen für den Wiederaufbau wurden erfolglos versucht. Erst der Krieg brachte die lange erstrebte Grundlage einer Regeneration in Form einer durch den U-Boot-Krieg und die Transportbedürfnisse für Kriegszwecke verursachten starken Nachfrage nach Schiffsraum. Das war der Grund für die Schaffung des amerikanischen Shipping Board, der für den Frieden nur als Ver-

waltungsbehörde zur Förderung der Schiffahrt gedacht, im Kriege als Notstandsmaßnahme Abhilfe für das Tonnageproblem durch Schaffung einer gewaltigen Handelsflotte aus Staatsmitteln schuf. Niemals ist in Amerika daran gedacht worden, für den Frieden eine Staatsschiffahrt zu begründen, die im Kriege als Notstandsmaßnahme geschaffene befindet sich auch heute im Zustand der Liquidation. Bereits vor Ausbruch des Krieges zwischen Deutschland und den Vereinigten Staaten war infolge englischer und norwegischer Aufträge die Bauleitung in Amerika so gestiegen, daß Mitte 1917 die Regierung auf im Bau befindliche Schiffe mit einer Gesamttragfähigkeit von 3 Mill. Tons die Hand legen konnte. Ende Oktober 1917 hatte die Regierung bereits für den Bau von 7 Mill. Tons Kontrakt vergeben. Bis zum Schluß des Krieges erhöhte sich das Programm auf 13 Mill. Tons. Die technischen Voraussetzungen für die Ausführung wurden in großzügigster Weise geschaffen. Wie in der ganzen Kriegswirtschaft sind auch hierbei die Leistungen Amerikas bewundernswert. Bei Kriegsausbruch waren in den Vereinigten Staaten nur 142 Helgen für Stahlschiffbau vorhanden, wovon 70 vH für Zwecke der Marine. Am 1. November 1918 waren 1083 Helgen vom Shipping Board belegt. Die Ausbildung der Arbeiter geschah systematisch mit Hilfe der Gewerkschaften. Eine Besonderheit waren die von der Regierung ins Leben gerufenen Werften für sogenannte fabricated ships, d. h. Schiffe, deren Bestandteile in weitgehendem Maße in inländischen Werken hergestellt wurden, so daß die Werft nur die Zusammensetzung des Schiffes besorgte. Drei große, von der Regierung für diese Zwecke mit Hilfe von Privatunternehmungen ins Leben gerufene Werften, deren Bau im September 1917 kontrahiert wurde, begannen mit ihrer Arbeit schon wenige Monate später und schufen Anlagen für die Herstellung von monatlich 270 000 Tons Tragfähigkeit. Insgesamt verfügten diese Werften über 94 Helgen und eine Bauleistung, die größer sein sollte als die größte auf Hog Island, die jetzt nach Schluß des Krieges dem Abbruch verfällt. Technisch hat die Idee das fabricated ship nicht völlig das gehalten, was man sich davon versprochen hatte. Der Gedanke einer weitgehenden Arbeitsteilung zwischen Inlandswerk und Seeschiffswerft besteht auch heute noch zu Recht und wird nicht nur drüben, sondern bekanntlich auch in Europa in die Tat übersetzt.

Redner gab weiter ein Bild von der sonstigen Tätigkeit des Shipping Board zur Lösung des Tonnagenproblems, zur Heranbildung der nötigen Mannschaften, Besorgung aller technischen Hilfsmittel usw. Das Resultat dieser gewaltigen Arbeit steht heute vor uns in Gestalt einer Handelsflotte von rund 10 Mill. Tons Tragfähigkeit, die sich durch den Fortgang der Bautätigkeit noch weiter vergrößern wird. Sie ist heute bereits über alle Meere der Erde verteilt, am stärksten vertreten natürlich im nordeuropäischen Verkehr, daneben besonders im südeuropäischen, westindischen und amerikanischen Küstenverkehr. Wie stark die Energie ist, mit der man an dem Gedanken des Aufbaus einer großen Handelsflotte festhält, zeigt sich am besten in den gesetzgeberischen Maßnahmen nach Schluß des Krieges, besonders in der sogenannten Jones Kill, die einerseits für den Verkauf der noch in Verwaltung des Shipping Board befindlichen Schiffe die Ermächtigung gibt, ferner die Ermächtigung zur Errichtung von regelmäßigen Linien, soweit private Initiative das nicht tut, außerdem Förderung der Schiffahrt durch Postsubventionen, Steuernachlaß und endlich sogar eine Maßnahme vorsieht, die bereits starken Widerspruch von andern Ländern her gefunden hat, nämlich durch Schaffung von Differentialzöllen und Ermäßigung der Tonnengebühren für amerikanische Schiffe.

Zum Schluß besprach Redner noch die neuerdings geschlossenen deutsch-amerikanischen Verträge auf dem Gebiete der Seeschiffahrt, für die die Anregung von Amerika gekommen und deren Grundlage der Gedanke ist, der amerikanischen Reederei die Sachkenntnis der deutschen nutzbar zu machen und für den Wiederaufbau des deutschen Seeverkehrs und der deutschen Reederei hilfreiche Hand zu bieten.

b) Danzig und sein Hafen.

Von Geh. Reg.-Rat Prof. F. W. Otto Schulze der Techn. Hochschule Danzig.

Die alte Hansestadt Danzig hat eine wechselvolle Geschichte hinter sich. Ihre erste Blütezeit erlebte sie unter der Herrschaft des Deutschen Ordens im 14. Jahrhundert. Nach Verfall desselben kam Danzig unter polnische Oberhoheit. Es sicherte sich jedoch weitgehende Selbstverwaltung und wußte diese immer wieder gegen polnische Übergriffe zu behaupten. In dieser Zeit erlebte Danzig eine neue, langanhaltende, wirtschaftliche Blüte, bis dann veränderte Welthandelsverhältnisse und starke pekuniäre Anforderungen des polnischen Reiches den Niedergang herbeiführten. 1793 gelangte Danzig unter preußische Herrschaft, aber auch da verhinderte eine siebenjährige Besetzung durch die Franzosen den wirtschaftlichen Aufschwung; erst nach dieser konnte es sich allmählich ganz erholen und zu seiner heutigen Stellung aufsteigen. In diese ruhige Entwicklung hat nun der Versailler Friede eingegriffen. Danzig wurde vom Deutschen Reiche abgetrennt und ein Freistaat unter Oberhoheit des Völkerbundes.

Die ältesten Hafenanlagen Danzigs sind in dem heutigen städtischen Binnenhafen zu erblicken, der durch den unteren Lauf der Mottlau gebildet wird. Innerhalb der Stadt teilt sich die Mottlau in zwei Arme, die die Speicherinsel einschließen. Weitere Schiffsliegeplätze wurden schon frühzeitig unterhalb Danzigs an der Weichsel hergerichtet. Heute befindet sich hier der Schwerpunkt der Danziger Hafenanlagen, der 1893—94 erbaute Kaiserhafen und die Hafenanlagen auf dem Holm. Unmittelbar an der See hat Danzig schon seit langer Zeit einen Seehafen bei Neufahrwasser. Dieser Seehafen erfuhr 1879 eine wesentliche Erweiterung durch die Eröffnung eines 700 m langen Hafenbeckens, das seit 1899 als Freihafen dient.

In früheren Zeiten litt die Zufahrt zu den Danziger Häfen sehr unter den starken Sandmengen, die die Weichsel vor ihrer Mündung ablagerte. Alle Bemühungen, ein brauchbares Fahrwasser bei Weichselmünde zu erhalten, waren vergeblich. So erwog man bereits den Gedanken, eine neue Weichselmündung weiter abwärts zu schaffen. Da kam die Natur der Ausführung dieses Gedankens zu Hilfe. Der Eisgang des Jahres 1840 führte einen Durchbruch bei Neufähr herbei und gab dem Weichselstrom eine neue Mündung.

Aber auch diese genügte noch nicht für eine gefahrlose Abführung des Hochwassers und Eises. Man verlegte daher nochmals die Weichselmündung mittels eines 1890—95 ausgeführten Durchstiches bei Schiewenhorst. Für Danzig haben diese Verlegungen der Weichselmündung große Vorteile gehabt. Es hatte Gelegenheit, eine schleusenfreie Verbindung mit seinem Vorhafen Neufahrwasser herzustellen und gewann neue Möglichkeiten zu späteren Hafenerweiterungen.

Die völlig veränderten politischen Verhältnisse zwingen Danzig, neue Wege zu wirtschaftlicher Entfaltung zu suchen. Deshalb plant es auch eine großzügige Erweiterung seiner Hafenanlagen, für die das Gelände hart oberhalb von Weichselmünde vorgesehen ist.

c) Die Hafenneubaupläne der Stadt Köln.

Von Reg.-Baumeister Bock, Städtisches Tiefbauamt Köln.

Kölns Lage an der verkehrsreichsten deutschen Schiffahrtsstraße, im Knotenpunkt der internationalen Hauptverkehrswege und im Schwerpunkte der großen westeuropäischen Industriegebiete von Rheinland-Westfalen einerseits, Belgien, Luxemburg, Nordfrankreich und England anderseits begründete von jeher den Ruf dieser Stadt als bedeutenden Handels- und Industrieplatz am Rhein. Die Gunst ihrer Lage hat die Stadt indessen nicht ausnützen können, da die Festungseigenschaft einerseits die Entwicklung des eigentlichen Stadtgebietes stark beeinträchtigte, anderseits der Anlage zweckdienlicher Verkehrseinrichtungen hinderlich war. Durch die bevorstehende Entfestigung gewinnt die rheinische Metropole nicht nur die Möglichkeit der ungehemmten Ausdehnung in einem Maße, wie sie ihr in ihrer jahrhundertelangen Geschichte nicht geboten wurde, es bietet sich jetzt auch endlich die Gelegenheit, den Wunsch nach Schaffung neuer Handelshafenanlagen und von Industriegelände mit Wasser- und Bahnanschluß in großzügiger Weise zu verwirklichen, und zwar in einer Lage, die vom Standpunkte des Verkehrs und in städtebaulicher Hinsicht als recht günstig angesehen werden muß.

Die gedachten Anlagen gruppieren sich im Norden der Stadt zu beiden Seiten des Fischerdorfes Köln-Niehl, und zwar der Handelshafen südlich von Niehl und das Industriegelände nördlich von Niehl. Beide Anlagen erhalten Gleisverbindung mit der Staatsbahn durch die den Nordwesten der Stadt zukünftig umziehende städtische Gürtelbahn. Der unter dem Schutz eines Hochwasserdeiches liegende Handelshafen wird ein Vorbecken erhalten, in dem die Anlagen für den Umschlag von Braunkohlen untergebracht werden, und vier Handelshafenbecken. Im Hafen dienen dem Stückgutverkehr 3830 m senkrechte Ufermauern und dem Umschlag von Massengut 2820 m steingeböschte Ufer. Die Gesamtwasserfläche umfaßt rd. 30,4 ha, die Werftfläche rd. 53,6 ha; die Handelswerfte erhalten hinreichende Tiefe, um in beliebiger Weise sowohl breite Schuppen wie auch Schuppen mit dahinterliegenden Speichern anordnen zu können.

Das Industriegelände nördlich Niehl, das im Anschluß an eine Werft am offenen Strom von 2270 m Länge in einer Ausdehnung von 462 ha oder dem halben Umfange der von Alt-Köln bedeckten Fläche entworfen ist, wird durch ein quadratisches Straßennetz in vier Zonen und weiterhin in Blocks eingeteilt. Die dem Strom zunächst gelegene Zone wird solchen Industrien vorbehalten bleiben, die schwerere Massengüter beziehen, die 2., 3. und 4. Zone ist für Industrien bestimmt, die Güter leichteren Gewichts erhalten. Letztere Zonen empfangen ihre Güter vom Schiff mittels leistungsfähiger Schmalspurbahnen. Dort, wo die Schmalspurbahnen auf das Stromwerft treffen, werden auf besonderen Brücken Krane für den Umschlag zur Aufstellung kommen. Geplant ist für das ganze Industriegelände eine zentrale Wasserversorgung für Industrie- und Trinkwasser, in Aussicht genommen ist auch eine zentrale Dampfversorgung. Als Kraftquelle kommt im allgemeinen Elektrizität in Frage, die aus dem nahen Braunkohlengebiet bezogen wird.

Im Umkreise des Industriegeländes bietet sich reiche Gelegenheit zur Anlage von Arbeiterheimstätten in ländlicher Umgebung. Die neue Industrie- und Hafenstadt wird mit der Kölner Altstadt durch mehrere Straßenbahnlinien, darunter auch eine Schnellbahn, in Verbindung stehen. Die geplanten Anlagen werden dem Bedürfnis entsprechend zur Ausführung kommen. Der erste Teilausbau und die Anlage der Gürtelbahn sind zu rd. 221 Mill. Mark veranschlagt. Die Nachfrage nach Industriegelände und Werftplätzen in den geplanten

Anlagen hat bereits lebhaft eingesetzt. Die Stadtverordnetenversammlung genehmigte grundsätzlich die Hafenneubaupläne in ihrer Sitzung vom 19. 8. dieses Jahres.

d) Leistung und Wirtschaftlichkeit maschineller Fördermittel in Häfen.

Von Prof. H. Weihe der Techn. Hochschule Charlottenburg.

Das Löschen und Laden der Schiffe in Häfen kann mit sehr verschiedenen Fördermitteln erreicht werden. Maßgebend für ihre Beurteilung ist die Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit. Ein allgemeines Wirtschaftsbild läßt erkennen, welche große Rolle die Ausnutzung der Anlage spielt und wie teuere und leistungsfähige Fördermittel erst dann wirtschaftlich werden, wenn sie eine entsprechende Ladegeschwindigkeit entwickeln können.

Die Hauptmasse der Fördermittel bilden die Uferkräne. In Deutschland ist mit Beginn dieses Jahrhunderts der elektrische Betrieb in den Vordergrund getreten, während in England auch noch bei Neuanlagen der hydraulische Antrieb beibehalten ist. Ein Vergleich beider Systeme läßt erkennen, daß der letztere nicht ohne weiteres als veraltet und überholt anzusehen ist. Den Haupteinfluß auf die Wirtschaftlichkeit hat die Ladegeschwindigkeit, sie hängt vornehmlich davon ab, wie schnell die Güter auf- und abgesetzt werden können. Da, wo ein flotter Betrieb möglich ist, empfehlen sich andere Systeme als die schwerfälligen Drehkräne.

Für Massengüter, die nicht im Schuppen einzulagern sind, hat die Verladebrücke sich als ein geeignetes Fördermittel erwiesen. Sie gestattet eine weitgehende Anpassung an die besonderen Bedürfnisse.

Für die Kohlenverladung sind schon seit langer Zeit die Kohlenkipper wegen ihrer hohen Leistungen im Gebrauch. Leider haben sie den Nachteil, daß die Kohle durch den Sturz zertrümmert wird und an Wert verliert. Die technischen Verbesserungen erstrecken sich in erster Linie auf die Einschränkung dieser Mängel, und recht mannigfache Konstruktionen sind in diesem Bestreben entstanden, weiter geht das Ziel der Entwicklung dahin, die Leistung zu erhöhen; in dieser Beziehung sind beachtenswerte Erfolge erzielt.

Vorteilhafter als die Hubförderer arbeiten die Dauerförderer; ihr Anwendungsgebiet bleibt aber auf leicht greifbare Schüttgüter, bisher fast allein auf Getreide beschränkt. Auf diesem Gebiete läßt die pneumatische Förderung große Erfolge erwarten, nachdem es gelungen ist, verschiedene Mängel früherer Ausführungen zu beseitigen. Diese Förderart arbeitet zwar teurer als die Becherwerke, auf der anderen Seite treten aber infolge der hohen Ladegeschwindigkeit Ersparnisse ein, die den wirtschaftlichen Erfolg sichern.

Das Lösch- und Ladegeschäft verlangt heute noch eine Fülle von Handarbeiten. Die veränderten Arbeiterverhältnisse zwingen mehr als früher dazu, sie einzuschränken und durch Maschinenarbeit zu ersetzen. Diese Aufgabe ist schwierig und nur allmählich zu erreichen. Bis dahin ist durch zweckmäßige Hilfsmittel und Arbeitseinteilung dahin zu streben, den Wirkungsgrad des Arbeiters zu verbessern.

Feststellungen und Berichtigungen.

Abschließende Erwiderung auf die Zuschrift der Herrn Löser *).

Herr Löser hat durch seine mir am 28. 5. 20 als Fahne zugegangene Zuschrift nebst den mir am 6. 6. 20 als Bildstockabzüge zugegangenen zugehörigen Abbildungen die in meinem Eingesandt vom 12. 3. 20 festgestellten zwei Unstimmigkeiten seiner Berechnungsweise nicht beseitigt. Er ist eine Antwort auf die von mir an ihn gerichteten Fragen schuldig geblieben und glaubt durch Berufung auf vier Gewährsmänner auf eine Verteidigung seiner grundlegenden Gleichung

$$Z_v = W_v \cos\varphi = b_0 \cos\varphi \int \tau \, dl$$

verzichten zu dürfen, weil sie „allgemein verwendet und gebräuchlich" sei.

Dies ist eine durchaus unzutreffende Behauptung: Erstens war es Pflicht des Herrn Löser, die von ihm benutzten Grundlagen selbst nachzuprüfen, nachdem seine Ergebnisse ohne jeden Zweifel Unmöglichkeiten darstellen, und zweitens betrifft lediglich der Fall ein allgemein benutztes und anerkanntes Verfahren, daß $\varphi = 45^0$ ist. Weiter ist es unrichtig, wenn Herr Löser sagt, daß ich die Berechnung von unter 45^0 abgebogenen Eisen (vergl. W. Gehler[11]): Erläuterungen 1916, Abb. 29 a, desgl. 1918 in II. Auflage) mit Hilfe der Hauptzugspannungen bzw. der Trajektorientheorie als „unzutreffend" ablehne. Vielmehr habe ich diese Berechnungsweise selbst erläutert, um über ihren Hergang keinen Zweifel oder Mißverständnisse aufkommen zu lassen, und nur bemängelt, daß sich die Verfechter der reinen Theorie der schiefen Hauptspannungen, d. h. die ausschließlichen Ableugner der Fachwerktheorie, nicht darum kümmern, wo und wie die zugehörigen schiefen Druckspannungen vom Beton aufgenommen werden. Nur bei Mörsch[4]) 1908, S. 61 und 1920, I. 1, S. 81 habe ich bei Behandlung der gleichfalls eine reine Schubbeanspruchung erzeugenden Verdrehung eine Bemerkung dahingehend gefunden, daß die Druckspannungen senkrecht zu den unter 45^0 verlaufenden Eiseneinlagen wirken. Außerdem ist die von jeher dem Grunde nach allgemein bekannte Tatsache anzuführen, daß die Lage der Zugeisen unter 45^0 nur in der Nullinie eines Balkens bzw. für $\sigma = 0$ der Trajektorientheorie entspricht (vergl. z. B. Mörsch[4]) 1908, S. 148 u. 149). Im übrigen habe ich bezüglich anderer betont, daß „über die Theorie der schiefen Hauptspannungen im Schrifttume keine Meinungsverschiedenheiten herrsche" und gesagt: „Die Berechnung der unter 45^0 aufgebogenen Eisen auf Grund der Theorie der schiefen Zugspannungen hat bisher zu keinen grundsätzlichen Einwänden Anlaß gegeben." Nichtsdestoweniger habe ich eine von Herrn Schlüter geltend gemachte Bemängelung angeführt.

Dann habe ich aber gesagt: „der von Herrn Löser vertretenen Anwendung der Theorie ..... auf nicht unter 45^0 aufgebogene Eisen kann wegen der in den Ergebnissen vorliegenden zwei Unstimmigkeiten nicht beigepflichtet werden". Diese zeigten sich für $\varphi = 90^0$ und für $\varphi > 45^0 < 90^0$. Dies zum Tatbestand!

Herr Löser sagt in seiner Zuschrift, daß er „absichtlich beliebig gewählte Neigungswinkel" genommen habe, „um zu zeigen, daß das mitgeteilte Verfahren nicht auf den Sonderfall $\varphi = 45^0$ beschränkt sei". Diese bewußt ausgesprochene voraussetzungslose Verallgemeinerung ist lediglich Sache des Herrn Löser. Wie nachstehend belegt, findet Herr Löser diesbezüglich bei Probst, Foerster und Gehler keinen Vorgang, bei Hager nur für $\varphi < 45^0$. Dieser Fall ist zwar gleichfalls unzulässig, bedingt aber keine der oben genannten zwei Unstimmigkeiten.

Bei Hager[9]) gelten die für Abbiegungen unter 45^0 angesetzte Beziehung:

$$Z = D = \frac{S}{2} \cdot \frac{1}{\sin 45^0} = \frac{\tau_0 \, b \, dl}{\sqrt{2}}$$

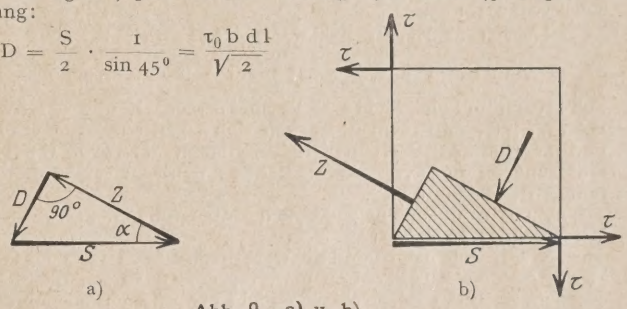


Abb. 9. a) u. b).
Inanspruchnahme eines Prismas nach Hager für $\alpha > 45$.

und das entsprechende Kräftedreieck S — D — Z auf S. 124 nur auf Grund der Voraussetzung, daß in den Angriffsebenen (bzw. Würfel-Diagonal-Schnitten) von D und Z keine Schubspannungen wirken. Dies ist bei Eisenbetonbalken nur in der Nullinie der Fall, wenn daselbst σ_x und σ_y gleich Null sind. Anders liegen die Verhältnisse bei beliebig gelegten anderen Schnitten mit Neigungen von $\alpha \lessgtr 45^0$ zur Nullinie. In ihren Ebenen treten nicht nur Normal-, sondern auch Schubbeanspruchungen auf, die nicht vernachlässigt werden dürfen. Die Hagersche Beziehung $Z = S \cos\alpha = \tau_0 \cdot b \cdot dl \cdot \cos\alpha$ kann daher nur für $\alpha = 45^0$ als zu Recht bestehend anerkannt werden. Im übrigen stellt Herr Hager nur den Fall $\alpha < 45^0$ auf S. 124 dar und berührt er wie auch die anderen 3 Gewährsmänner den Konstruktionsfall $\alpha > 45^0$ rechnerisch nicht, da er im allgemeinen bei Balken nicht in Betracht zu kommen pflegt. Man betrachtet bekanntlich $\alpha = 45^0$ als den theoretisch richtigen und günstigsten Winkel und geht nur da zu geringeren Neigungen über, wo die Querkraft bereits wesentlich abgenommen hat, d. h. bei Balken auf zwei Stützen nach der Mitte zu.

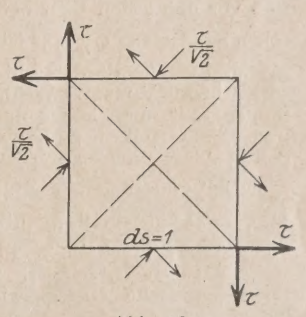


Abb 10.
Beanspruchungsvorgang gemäß der Theorie der schiefen Hauptspannungen nach Mörsch.

Man wird sich sofort über die Unmöglichkeit eines Kräftedreieckes nach Hager entsprechend $Z = S \cos(\alpha < 45^0)$ bzw. gemäß Abb. 9 a klar, wenn man den Versuch macht, den Gleichgewichtszustand eines entsprechend belasteten dreiseitigen Prismas innerhalb eines von paarweise angreifenden Schubspannungen bzw. -kräften belasteten Würfels gemäß Abb. 9 b herbeizuführen. Man vergleiche daneben die Abb. 6 u. 7 aus meinem Eingesandt vom 12. 3. 20 und die mit Abb. 10 wiedergegebene Abb. 45 e aus Mörsch[4]), 1920, I. 1,

*) Mit einem Schlußwort des Herrn Löser im folgenden Hefte schließen wir die Erörterung einstweilen ab. Die Schriftleitung.

[9]) Professor K. Hager: „Vorlesungen über Theorie des Eisenbetons", München und Berlin, 1916, Verlag von R. Oldenbourg.

S. 73. Weiter wurde bereits betont, daß sich mit $\alpha > 45^0 < 90^0$ ohne jeden Zweifel unmögliche und die bauliche Sicherheit gefährdende Werte für Z ergeben. Diesen Fall hat jedoch Herr Hager augenscheinlich nicht mit in Erwägung gezogen. Im übrigen kann bei Hager auch auf S. 130 u. 131 und betr. Abb. 138 u. 139 auf S. 131 die Beziehung $Z = \tau_0 b \cos\alpha \cdot dl$ nur für $\alpha = 45^0$ als gültig anerkannt werden.

Bei Behandlung der Verdrehungsfestigkeit mit gleichfalls auftretender reiner Schubbeanspruchung des Betons auf S. 214 u. 215 legt Herr Hager in üblicher Weise die Eisen unter 45^0 in die Richtung der schiefen Haupt-Zugspannungen (vergl. auch Mörsch[4]) 1908, S. 61 u. 62). Ich glaube kaum, daß Herr Hager auch für den Verdrehungsfall seine Beziehung $Z = \tau_0 b \cos\alpha \cdot dl$ für $\alpha \lessgtr 45^0$ aufrechterhalten und dazu übergehen würde, die Schubeisen unter z. B. 30^0 oder 60^0 zu verlegen. Denn hierbei würde ihn die Trajektorientheorie im Stiche lassen.

Herr Probst[10]) behandelt auf S. 364 nur unter 45^0 abgebogene Eisen. Er führt in seine Beziehungen den Ausdruck cos α überhaupt nicht ein, sondern arbeitet mit $dZ = \tau_y b \frac{dy}{\sqrt{2}}$. Auf der erläuternden Abb. 134 auf S. 365 sind 3 Schubeisen Z_1 bis Z_3 mit $\alpha = 45^0$ dargestellt, außerdem ein viertes Eisen Z_4 mit $\alpha < 45^0$. Seine Berechnungsweise ist aber nicht angegeben.

Herr Foerster[4]) rechnet auch nur mit $\frac{1}{\sqrt{2}}$ und nicht mit dem Cosinus des Neigungswinkels. Die Löser'sche Beziehung

$$Z_v = W_v \cos\varphi = b_0 \cos\varphi \int \tau\, dl$$

ist bei ihm weder auf den angeführten Belegseiten 213—215 noch sonstwo zu finden.

Herr Gehler[11]) behandelt gleichfalls nur unter 45^0 abgebogene Eisen und rechnet nicht mit cos α, sondern mit $\frac{1}{\sqrt{2}}$. Selbstverständlich fällt hiermit auch der Lösersche Einwand, daß mein Einspruch sich gegen ein allgemein benutztes und anerkanntes Verfahren richte, das „nach Prof. Gehlers Erläuterungen auch von den geltenden deutschen Eisenbetonbestimmungen anerkannt ist".

Zu den allgemein gehaltenen Entgegnungen des Herrn Löser ist folgendes zu sagen:

Wenn sich nach der Fachwerktheorie auch für den Grenzfall lotrechter Zugstreben bzw. für $\varphi = 90^0$ noch mögliche Werte ergeben, na h der Löserschen — nicht etwa „nach der gebräuchlichen Methode", wie Herr Löser irrtümlicherweise sagt — Theorie aber nicht, so ist das lediglich ein Beweis für den folgerichtigen Aufbau der Fachwerktheorie und keineswegs dafür, daß nach ihr „schräg abgebogene Eisen entbehrlich" sind, wie Herr Löser unverständlichermaßen meint. Zudem habe ich in meinem Eingesandt vom 12. 3. 20 die „praktische Wirksamkeit eines lotrecht aufgebogenen Eisens" ausdrücklich als „fraglich" bezeichnet.

Die Behauptung des Herrn Löser: „Beide Methoden sind — von Sonderfällen abgesehen — nicht in Übereinstimmung zu bringen" ist unhaltbar. Genau das Gegenteil ist der Fall. Für den allgemein benutzten und anerkannten Abbiegungswinkel $\varphi = 45^0$ stimmen beide Methoden vollkommen miteinander überein, wie Herr Schlüter[1]) und vor ihm schon Herr Mörsch[4]) bewiesen hat. Nur für die Löserschen Sonderfälle $\varphi \gtrless 45^0$ ist keine Übereinstimmung zu erzielen, weil hierfür die Theorie der schiefen Hauptspannungen bzw. die Trajektorientheorie versagt. Wenn Herr Löser sich auf den krassen Standpunkt stellt, man könne nur die eine Methode für „richtig" halten und müsse dann die andere als „falsch" ablehnen, so muß es unzweideutig ausgesprochen werden, daß die Fachwerktheorie für $\varphi = 45^0$ „richtig" und auch für $\varphi \lessgtr 45^0$ anwendbar ist, die Trajektorientheorie für $\varphi = 45^0$ gleichfalls „richtige" Ergebnisse liefert, für $\varphi \lessgtr 45^0$ in der von Löser gebrachten verallgemeinerten willkürlichen Anwendungsweise dagegen falsch ist. Das mit der Fachwerktheorie gegebene innere statische Gleichgewicht eines Eisenbetonbalkens ist nicht anfechtbar.

Es ergeben sich die Schlußfolgerungen:

a) Es kann nur bei unter 45^0 abgebogenen Eisen von einer Wahl zwischen einer Berechnung mit Hilfe der schiefen Hauptspannungen oder nach der Fachwerktheorie die Rede sein.

b) Für Abbiegungswinkel $\alpha \lessgtr 45^0$ steht bisher nur die Fachwerktheorie zur Verfügung.

c) Die Fachwerktehorie ist in der Lage, allen Fällen der Berechnung von abgebogenen Eisen zu genügen; sie ist die umfassendere.

---

10) Professor Dr.-Ing. E. Probst; „Vorlesungen über Eisenbeton", Berlin, 1917, Band I, Verlag von Jul. Springer.

11) Professor Dr.-Ing. W. Gehler: „Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916", Berlin, I. Aufl. 1916, II. Aufl. 1918, Verlag von Wilh. Ernst und Sohn.

Was bedeuten demgegenüber die von Herrn Löser gebrachten Berechnungsbeispiele?

Nachdem Herr Löser versucht hat, die Verantwortung für seine Verallgemeinerung der Beziehung $Z = W \cos\varphi$ für beliebige $\varphi \gtrless 45^0$ auf 4 Gewährsmänner abzuwälzen, beschränkt er sich in seinen Vergleichen auf den grundsätzlich überhaupt nicht beanstandeten Fall $\varphi = 45^0$. Er benutzt ein Musterbeispiel aus Gehlers „Erläuterungen"[11]), bei dem ein Teil der Schubkräfte von Bügeln, der Rest von 4 abgebogenen gleich hoch belasteten Eisen aufgenommen wird. Selbstverständlich ergeben sich nach Löser die gleichen Zugkräfte, wie nach Gehler. Meinerseits wurde wenigstens nichts anderes erwartet.

Dann betrachtet aber Herr Löser die Bügel als nicht vorhanden, läßt alle Schubkräfte von den abgebogenen Eisen aufnehmen und wendet vergleichsweise verschiedene Berechnungsweisen an. Für diesen Konstruktionsfall würde Herr Gehler die Eisen zweifellos

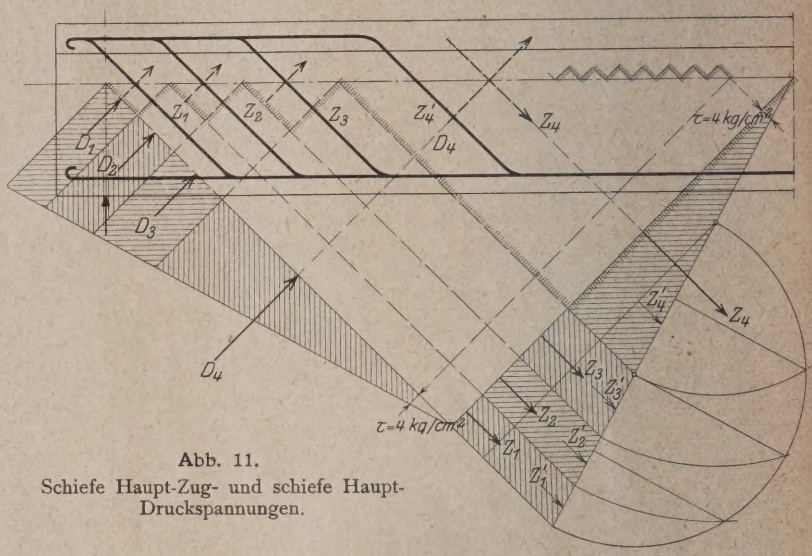


Abb. 11.
Schiefe Haupt-Zug- und schiefe Haupt-Druckspannungen.

anders angeordnet haben. Die Verantwortung für dieses Beispiel trifft somit lediglich Herrn Löser.

Zunächst ist zu sagen, daß bei derartigen Vergleichen nur Beispiele anerkannt werden können, die nach Möglichkeit den verschiedenen zum Vergleich gestellten Theorien entsprechen und an sich einwandfrei sind. Dies trifft hier in keiner Weise zu. Die Beispiele sind durchaus unzulänglich.

Nach der Theorie der schiefen Haupt-Zugspannungen können die ersten drei mit 11, 13 und 15 bezeichneten Eisen als zulänglich betrachtet werden, das vierte Eisen 17 dagegen nicht. Nach Abb. 11 liegt dieses Eisen nicht einmal im Schwerpunkte der Belastungsfläche. Auf welche Weise die entsprechenden Zugspannungen in das Eisen gelangen sollen, ist konstruktiv ein Rätsel. Man vermißt jeden Zusammenhang zwischen der Lage des Eisens und der Länge des zu bewehrenden Balkenteiles. Die Belastungsabsicht für das vierte Eisen steht nur auf dem Papiere, sie ist konstruktiv nicht verwirklicht.

Die Theorie der schiefen Haupt-Druckspannungen ist in gewohnter Weise außer acht gelassen worden. Zwei konstruktive Hauptfragen lauten aber: I. Wo und wie wirken die Druckkräfte? II. Liegen alle aufzunehmenden Hauptspannungen im Bereiche einer Hauptzug- oder Hauptdruckrichtung? — Auf Abb. 11 sind zur Verdeutlichung die den Hauptdruckspannungen entsprechenden Summenkräfte eingezeichnet. D_1 findet zum größten Teil keine Gegendruckfläche; die Kraft fällt sozusagen aus dem Balken heraus. Das Eisen Z_1 hätte somit weiter nach rechts gerückt werden müssen, wobei allerdings dem von Herrn Schlüter[1]) 1917 auf S. 19 berührten Nachteile zu begegnen gewesen wäre. D_2 führt zum Auflager und D_3 annähernd zur Abbiegestelle von Z_1. Die Spitze der Belastungsfläche von D_4 ist nicht aufgenommen wenn auch die Verhältnisse etwas günstiger liegen als bei der Aufnahme der Hauptzugspannungen.

Der von Herrn Löser bei der Fachwerktheorie gemachte Unterschied zwischen „Kräfteplan" und „Schlüter" ist dem Grunde nach nicht berechtigt. Herr Schlüter sagt sich mit Inanspruchnahme der Fachwerktheorie grundsätzlich von dem mit Abb. 11 gegebenen Verlaufe der Druckkräfte entsprechend der Theorie der schiefen Hauptdruckspannungen los, und zwar meiner Ansicht nach mit Recht, weil nach Einlage der Eisen das Material eines Eisenbetonbalkens kein einheitliches mehr ist, denn dann hat es a priori gewollte Kraftliniensammler erhalten, die einen ganz bestimmten Verlauf der Zug- und Druckkräfte vorschreiben. Mittels eines Kräfteplanes lassen sich diese Kräfte zeichnerisch

ermitteln. Herr Schlüter tat dies auf rechnerischem Wege an Hand graphischer Erläuterung. Die von Herrn Schlüter[1]) 1917, auf S. 24 u. 25 vorgenommene Abminderung der Querkraft mit $\frac{e}{Z}$ für enge Zugstrebenanordnung bedarf noch der Nachprüfung auf Grund der reinen Fachwerklehre. Beide Ermittlungsweisen müssen und werden bei richtiger Anwendung stets das gleiche Ergebnis zeitigen.

Die von Herrn Löser zum Vergleiche benutzten Fachwerke können nicht als dem Wesen der Fachwerktheorie entsprechend anerkannt werden.

Ein Urteil über das geradezu parodistische einfache Strebenfachwerk kann jedem Leser überlassen werden, der sich ernsthaft mit den vorliegenden Fragen befassen will.

Selbstverständlich handelt es sich um ein doppeltes Strebenfachwerk. Für die vorliegende Anordnung der Zugstreben ist die gewählte Druckstrebenlage zwar zutreffend, doch ist die zu dichte Lage der beiden ersten Streben nicht empfehlenswert. Auf Abb. 12 a) bis c) sind 3 verschiedene Fachwerk- bzw. Schubeisenanordnungen ersichtlich, die den vorliegenden Zweck besser erfüllt haben würden.

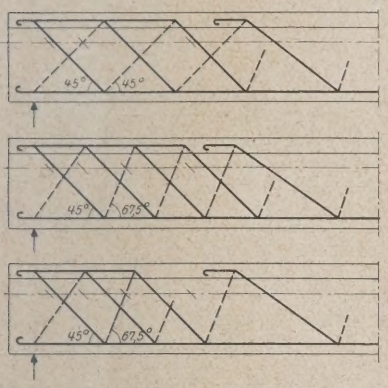


Abb. 12. a)—c).
Grundsätzliche Anordnungsbeispiele für Eisenbetonbalkenfachwerke.

Zum Vergleiche sind die Lagen der Löserschen Eisen angedeutet. Die Anordnungen der Abb. 12 haben hier nur grundsätzliche Bedeutung. Eine Auswahl und Bemessung der Eisen für den vorliegenden Fall hätte im Einklange mit Wahl und Anordnung der Längseisen zu erfolgen. Ein Doppelstrebenfachwerk mit $\varphi = 45^0$ ist im allgemeinen die empfehlenswerteste Lösung, zumal gemäß Abb. 11 auch nach der Theorie der schiefen Hauptspannungen mit unter 45° verlaufenden Druckrichtungen zu rechnen ist. Doch tritt diese Erscheinung bei höheren Belastungen immer mehr in den Hintergrund, weil dann der gewollte kraftrichtende Einfluß der Eiseneinlagen vorherrschend wird.

Bemerkt sei zu den Löserschen Kräfteplänen noch, daß beim doppelten Strebenfachwerke am Auflager jeder Strebenzug mit der halben Querkraft belastet und für jeden Strebenzug ein besonderer Kräfteplan gezeichnet werden muß. Vergl. z. B. den Fall der Abb. 12 a). Dann ergeben sich auch für die Streben 11 und 15 Werte, die denen nach Löser wesentlich näher kommen. Die von Herrn Löser dargestellte Kräftezerlegung nach Schlüter kann nicht anerkannt werden. Das Kräftespiel nach Schlüter ist nämlich an bestimmte Zug- und Druckrichtungen gebunden. Die in Träger und Kräftedreieck dargestellten Druckrichtungen stimmen aber nicht miteinander überein. Zu den großen Unterschieden bei Z_{17} ist nochmals zu betonen, daß Herr Löser zwar die ganze Belastungsfläche entsprechend Abb. 11 in das Eisen schicken will, dies aber mit den angewandten konstruktiven Mitteln bei weitem nicht erreicht. Die von ihm ermittelte Zugkraft kann somit tatsächlich nicht auftreten. Anderseits ergeben sich mit dem Kräfteplane größere Werte, wenn nach vorstehenden Richtlinien verfahren wird. Im übrigen ist ein guter Beweis für die konstruktive Sicherheit der Fachwerktheorie darin zu erblicken, daß nach ihr die Schubkräfte zwischen Z_{17} und Balkenmitte ohne Zweifel noch nicht aufgenommen sind, weil dort kein Schubeisen angeordnet ist bzw. dort weder ein Zug- noch ein Druckstab liegt, während Herr Löser diese Schubkräfte irrtümlich für aufgenommen hält

Die Löserschen Ergebnisse sind somit wie folgt umzuwerten:

1′ Die verallgemeinerte Beziehung $Z = W \cos \varphi$ kann für $\varphi \lessgtr 45^0$ keine Übereinstimmung mit der Fachwerktheorie ergeben, weil sie unhaltbar ist.

2′ Nach Schlüter auf Grund der Fachwerktheorie rechnerisch richtig ermittelte Zugkräfte müssen naturgemäß mit durch Kräfteplan ermittelten Werten übereinstimmen.

3′ Bei einem sachgemäß konstruierten Eisenbetonbalkenfachwerke ist sich sein Entwerfer stets darüber klar, ob es als „einfaches" oder „doppeltes" Fachwerk aufzufassen ist. Bei richtiger Berechnung des Fachwerkes ergeben sich in beiden Fällen einwandfreie Lösungen.

4′ Die Fachwerktheorie ist bei richtiger Anwendung stets konstruktiv zuverlässig, eindeutig und für $\varphi \lessgtr 45^0$ brauchbar. Die gebräuchliche Anwendung der Trajektorientheorie für $\varphi = 45^0$ liefert bei richtiger konstruktiver Auffassung gleichfalls praktisch brauchbare Ergebnisse. Ihre Verallgemeinerung nach Löser für $\varphi \lessgtr 45^0$ ist unstatthaft und bedeutet eine Gefährdung der Bausicherheit.

Zusammenfassung.

Die am Schlusse meines Eingesandt vom 12. 3. 20 angeführten Vorschlagsgründe 1 bis 3 und grundsätzlichen Gesichtspunkte a) bis e) werden gegenüber der Löserschen Zuschrift in vollem Umfange aufrechterhalten.

Hiermit glaube ich die für das Wesen der Fachwerktheorie, ihre Anwendung und ihren weiteren Ausbau maßgebenden Hauptgesichtspunkte als brauchbar gekennzeichnet zu haben und schließe meinerseits diese Aussprache.

Friedrichshagen, den 9. Juni 1920.

Dr. R. Sonntag.

Der Betrieb des Panamakanals.

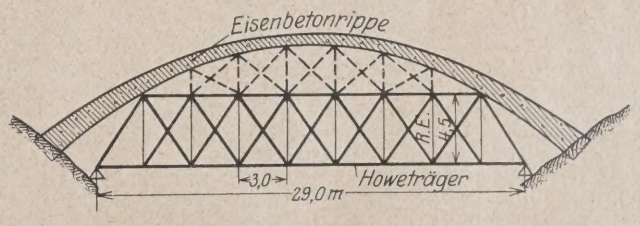
„Le Génie Civil" bringt in Nr. 17 einen Aufsatz über einige beim Betrieb des Panamakanals gemachten Beobachtungen; es mögen daraus einige statistische Angaben entnommen werden.

Bekanntlich führt der Kanal in seinem Mittelteil durch den künstlichen Gatunsee, der durch den Aufstau des durch den Chagresfluß zugeführten Wassers gebildet wird. Die in diesem See aufgestaute Wassermenge hat zu jeder Jahreszeit zum Betrieb der Schleusen vollauf genügt. Von den gesamten im Zuflußgebiet des Sees niedergegangenen Niederschlagsmengen wurden 12% durch Verdunstung verloren, 20% wurden vom elektrischen Kraftwerk ausgenützt, 9% wurden von den Schleusen verbraucht; die restlichen 59% wurden ungenützt durch den am Gatundamm erbauten Überlauf abgeführt. Der Wasserstand des Gatunsees schwankte in den Jahren 1918/19 zwischen 26,511 m am 15. Dezember 1918 und 25,520 m am 12. April 1919; der letztere Wasserstand war also nur 38 cm unter Mittelwasser. Im Laufe des Jahres 1919 mußten infolge von Erdrutschen am Culebraeinschnitt noch etwa 3 800 000 cbm Erdboden entfernt werden. Trotzdem brauchte die Schiffahrt nicht eingestellt zu werden. Die maximale Strömungsgeschwindigkeit des Wassers im Kanal wurde zu 0,94 Knoten festgestellt. Im Jahre 1919 wurde der Kanal von insgesamt 2025 Schiffen durchfahren, wovon 860 vom Atlantischen zum Stillen Ozean, 1165 in der entgegengesetzten Richtung fuhren; die Gesamttonnage dieser Schiffe betrug 6 131 575 Tonnen. Durch Benützung des Kanals wurde für die Fahrt der Schiffe eine Zeitersparnis bis zu 45 Tagen erzielt. Eine Fahrt von Galveston (Ver. St.) nach Yokohama über den Panamakanal kostete um 5000 Dollar weniger als auf dem Wege durch den Suezkanal. Die Durchfahrtszeit des Panamakanals beträgt im Mittel 10 Stunden. Da die Länge des Kanals 80 km beträgt und dabei 6 Schleusen zu durchfahren sind, so ist die Fahrzeit verhältnismäßig kurz. Die von den durchfahrenden Schiffen erhobenen Abgaben brachten in einem Jahre 6 139 599 Dollar ein. Die Betriebs- und Unterhaltungskosten betrugen 6 122 195 Dollar. Der erzielte Reingewinn von 27 404 Dollar ist also im Hinblick auf das riesige in dem Bauwerk investierte Kapital von schätzungsweise über zwei Milliarden Francs ganz minimal. Die Höhe der Betriebskosten wird zum Teil auch durch das sehr zahlreiche Betriebspersonal bedingt, das am 30. Juni 1919 nicht weniger als 20 361 Köpfe betrug.

Dipl.-Ing. P. Knauff.

Anwendung eines freitragenden Gerüsts für eine Wölbbrücke von 35 m Spannweite. (Howe-Träger.)

Für eine Betonbogenbrücke (2 Hauptrippen) über den Rogue-River-Kanal zu Rocky Point, Ore., hat man wegen seiner beträchtlichen Wassertiefe ein von Ufer zu Ufer freitragendes hölzernes Gerüst aufgeführt. Es sind dabei Howeträger von etwa 4½ m Gurtentfernung und rd. 3,0 m Feldweite angewendet worden, deren Stützweite sich auf 29 m bemaß. Die größte Durchbiegung nach der Betonierung hat sich mit der im Voraus berechneten nahezu gedeckt und 5 cm betragen.

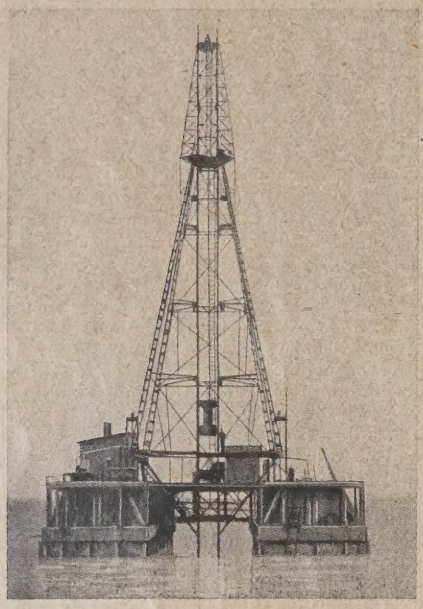


Die Betonierung der Bögen ist sehr rasch durchgeführt worden. Sie hat 6 Stunden bei dem einen und 7¾ Stunden bei dem anderen Bogen in Anspruch genommen. Die Herstellung ist im November 1919 erfolgt. (Nach „Eng. News Record" vom 29. 4. 1920.) Kze.

Eine Pfahlgründung mit Pfählen bis 61 m Länge im offenen Wasser.

Beim Bau der Eisenbetonbrücke zwischen Ropsten und Lidingö in Schweden hat die ausführende Firma Christiani & Nielsen, Westminster, Victoria-Street 25, Rammpfähle von 23—61 m Länge zur Gründung verwendet. Die Brücke ist 900 m lang und besteht aus Öffnungen von rd. 15 m Stützweite; es handelt sich also um sehr umfangreiche Rammarbeiten.

Der gute Baugrund war fast 25 m mit weichem Schlick überlagert, oberhalb dessen die Wassertiefe noch 18 m betrug. Bei dieser Pfahllänge war wegen der Knickgefahr beim Rammen sowie wegen des Freistehens eines großen Teiles der Länge ein großes Trägheitsmoment des Querschnittes erforderlich. Auch die Schwierigkeiten bei der Heranführung solch langer Pfähle an die Baustelle machten ein großes Widerstandsmoment nötig. Man hat deshalb hohle, bewehrte Betonpfähle von 0,90—1,20 m Durchmesser angewendet, die nach dem Einrammen ausbetoniert sind.



Die Ramme, die ebenfalls von Christiani & Nielsen erbaut ist hatte entsprechend große Abmessungen (vgl. Abb.). Sie ist auf 4 Eisenbetonschwimmkörpern aufgebaut, die zum Teil mit Wasser gefüllt und durch miteingebaute Pumpen nach Wunsch entleert werden können, so daß sich erforderlichenfalls eine Schrägstellung der Ramme leicht herbeiführen läßt. Des Winddruckes wegen, der bei der Höhe der Ramme schon beträchtlich ist, hat man das Gerüst ziemlich gespreizt und die Schwimmkörperflächen auch in der Breite weit ausgreifen lassen.

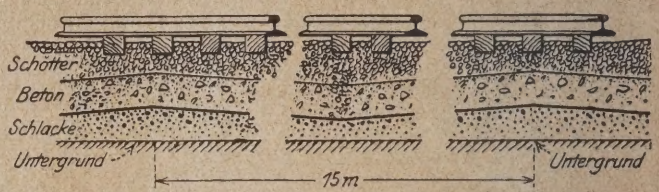
Der weit übermannshohe Rammbär hat ein Gewicht von etwa 10 t (vgl. Abb.). The Engineer 1920, 11. VI., dem diese Mitteilung entnommen ist, gibt leider nicht die Hubhöhe an, die bei der Betätigung dieses großen Gewichtes angewendet worden ist. Auch wäre es wissenswert, wie sich der Pfahlkopf (Kreisring) gegenüber einer so beträchtlichen Kraftäußerung verhalten hat.

Die Pfähle sind in einem Trockendock — selbstverständlich liegend — hergestellt und nach Erhärten unmittelbar zu Wasser gelassen worden. An den Enden verschlossen konnten sie infolge ihres eigenen Auftriebes schwimmend bis zur Ramme gebracht werden. Es ist leicht vorstellbar, daß das Aufrichten der schwimmenden Pfähle im Wasser keinen erheblichen Kraftaufwand erfordert haben und ziemlich leicht vonstatten gegangen sein mag. Kze.

Eisenbahn-Oberbau für starken Verkehr schwerer Züge über schlechten Untergrund.

Die viergleisige Einfahrtstrecke der Chicago-Union-Station, über die ein sehr starker Verkehr schwerer Züge hinweggeht und die zudem zahlreiche Weichen enthält, zieht sich ganz dicht am Chicago River hin, und Schienenoberkante liegt kaum 1200 mm über dem mittleren Wasserstande des Flusses. Diese Lage bedingt naturgemäß einen recht weichen, stets feuchten Untergrund für die Gleisanlage, in den sich bei starkem Verkehr, besonders unter den Weichen, das Bettungsmaterial für die Schwellen sehr bald hineindrücken würde, was zu nie endenden, umfangreichen und gerade in einer Bahnhofseinfahrt sehr schwierig durchzuführenden Unterhaltungsarbeiten zwingen würde. Man hat deshalb den Gleisunterbau dadurch gefestigt, daß man ihn auf eine durchgehende Eisenbetonplatte legte, die 244 m lang und beim Anschluß an die in der Bahnhofshalle die Gleise tragenden Betonplatte 30,5 m, am äußeren Ende 17,1 m breit ist.

Diese Betondecke wurde in 3 Längsabschnitten hergestellt, deren jeder eine einheitliche Platte von 244 m Länge darstellt. Auf den eingeebneten Untergrund wurde zunächst eine 300 mm starke Schlacken-



Eisenbahnoberbau für schweren Verkehr bei schlechtem Untergrund.

schicht aufgebracht und festgewalzt, deren Oberfläche wellenförmig ausgeführt wurde, so daß sie 100 mm tiefe und 15 m breite flache Täler bildet, deren Längsachsen quer zu den Schienen verlaufen. Auf dieses Schlackenbett wurde dann die durch Querstäbe und Drahtgeflecht bewehrte Eisenbetondecke von 250 mm Stärke aufgebracht, die der Wellenform ihrer Unterlage folgt. Dem Steinbrockenbeton 1 : 2,5 : 5 ließ man 7 Tage Zeit zum Abbinden und dann erst schüttete man den Schotter für die Lagerung der Holzschwellen auf, der unter den Schwellen 150 bis 250 mm stark ist. Unter der Betondecke wurden im Schlackenbett quer zu den Gleisen Drainröhren von 200 mm Durchmesser verlegt, die an längslaufende Drainröhren von 300 mm Durchmesser angeschlossen sind. Zwischen den Gleisen sind in den Tälern der Betondecke Sümpfe mit Wassereinlässen vorgesehen, deren eiserner Deckel in Höhe der Schwellenoberkante liegt. Das gesamte Niederschlagswasser sammelt sich in diesen Sümpfen und wird durch die Drainröhren abgeführt, die auch noch einen guten Teil des vom Untergrunde kommenden Wassers ableiten und diesen ziemlich trocken erhalten *). Bechstein.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Mitgeteilt von Rechtsanwalt Dr. Weiß-Heidelberg.

Sind Bauzeichnungen und Vorentwürfe vom Besteller zu bezahlen, wenn sie vom Bauamt nicht genehmigt werden? (§ 632 BGB.)

Daß der Auftrag auf Herstellung von Bauzeichnungen und Vorentwürfen auch ohne besondere Vereinbarung entgeltlich ist, ergibt die Tatsache, daß Architekten aus dieser Arbeit ihren Lebensunterhalt zu verdienen pflegen (§ 632 I BGB.). Im vorliegenden Falle, in dem der Architekt nur die Pläne und Vorentwürfe zu machen, der Besteller, ein Bauunternehmer, dagegen die Bauausführung hatte, waren beide Vorentwürfe aus baupolizeilichen und ästhetischen Gründen vom Bauamt zurückgewiesen worden. Der Besteller stellt sich auf den Standpunkt, daß stillschweigende Bedingung für die Vergütung gewesen sei, daß die Pläne derart beschaffen waren, daß weder vom polizeilichen noch vom ästhetischen Standpunkt aus Beanstandungen vorkommen konnten. Demgegenüber stellt das OLG. Cassel (Urt. v. 23. I. 1920 in Seuff. Archiv 20 Nr. 128) fest, daß das Risiko der Plangenehmigung um so weniger der Architekt tragen kann, als sowohl der Besteller ein branchekundiger, mit den baupolizeilichen Vorschriften vertrauter ortsansässiger Bauunternehmer ist, der die erforderlichen Angaben hätte machen können, anderseits der Architekt hier keinerlei Vergütung für seine tatsächlich geleistete Arbeit haben würde. „Der Architekt kann für die Tragung jenes Risikos nur dann in Frage kommen, wenn ihm auch die Bauaufsicht übertragen wird, wenn er also die Entwürfe nur einreicht, um sich damit den reicheren Ertrag der Bauaufsichtvergütung erst zu erschließen."

Bautechniker nicht ohne weiteres Vertreter des Bauherrn.

Ein Bautechniker, der von dem Bauherrn bestellt ist, das von dem Unternehmer Geleistete rechnerisch nachzuprüfen und auf seine Vertragsmäßigkeit zu untersuchen, ist damit noch nicht Vertreter des Bauherrn im Sinne des § 164 BGB., kann also nicht etwa dem Bauherrn gegenüber rechtsgültig bindende Erklärungen abgeben. (RG. v. 24. 10. 1919, „Recht", 20 Nr. 353.)

Einschränkung der Haftung der Spediteure nichtig.

Infolge der eingetretenen Verkehrsunsicherheit haben in verschiedenen Orten die Spediteure durch Rundschreiben an ihre Kunden ihre Haftung auf einen gewissen Betrag beschränkt oder andere Bedingungen für ihre Haftung aufgestellt. Eine derartige Beschränkung verstößt nach Ansicht des OLG. Frankfurt (Urt. v. 5. XI. 1919 in Dtsch. Jur.-Ztg. 1920 S. 595) gegen die guten Sitten und ist deshalb, ohne damit den ganzen Speditionsvertrag nichtig zu machen, nichtig. Die vereinigten Spediteure einer Stadt bilden ein tatsächliches Monopol, das auf der anderen Seite einen allgemeinen Kontrahierungszwang zu den gesetzlich festgesetzten Bedingungen in sich birgt (§§ 453, 471 HGB.). Der Umfang dieser gesetzlich bestimmten Haftung kann durch ein dem Publikum aufoktroyiertes Vorgehen der Inhaber dieser Monopolstellung nicht ohne weiteres eingeschränkt werden.

*) Engineeriug News Record, 29. 7. 20. S. 222.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben, s. Heft 2 vom 29 Januar 1920, S. 61).

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. IX. 1920.

Kl. 20 g, Gr. 1. V 15 277. Joseph Vögele, Werk für Eisenbahnbedarf, Mannheim. Verfahren zum Betriebe von Gelenkdrehscheiben. 2. II. 20.

Kl. 35 a, Gr. 9. St 33 103. Friedrich Starcke, Kattowitz, O.-Schl., Wilhelmsplatz 6. Wagenaufschiebevorrichtung. 6. IV. 20.

Kl. 37 a, Gr. 6. Z 10 279. Zeppelin Hallenbau G. m. b. H., Berlin. Dach mit Bindern in den Dachoberlichtern; Zusatz zu Patent 293 128. 17. I. 18.

Kl. 37 a, Gr. 6. Z 10 632. Zeppelin Hallenbau G. m. b. H., Berlin. Dach mit Bindern in den Dachoberlichtern; Zusatz zu Patent 293 128. 3. I. 17.

Kl. 80 a, Gr. 13. Sch 43 287. Dipl.-Ing. Oskar Schulze, Eisleben, Hallesche Straße 40. Maschine zum Feststampfen, Abstreichen und Glätten von Kunststeinplatten, Dachziegeln u. dgl.; Zusatz zur Anmeldung Sch 41 507. 6. III. 18.

Kl. 80 b, Gr. 8. F 42 146. Fresko-Schmelz- und Mosaikwerke G. m. b. H., Offenburg. Verfahren zur Herstellung dichter und säurefester Geräte aus Zementkörpern. 28. VII. 17.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. IX. 1920.

Kl. 8 f, Gr. 12. K 68 583. Martin Kroesch, Ballenstedt a. H., Neustädter Straße 14. Vorrichtung zum Abschneiden von Dachpappe. 5. IV. 19.

Kl. 37 a, Gr. 4. A 32 175. Hermann Apel, Berlin-Wilmersdorf, Brandenburgische Straße 19. Mörtellose, freitragende Wand aus Platten oder Bausteinen. 29. VIII. 19.

Kl. 37 b, Gr. 2. K 66 986. Robert Oskar Koppe, Leipzig-Gohlis, Breitenfelder Straße 71. Bauplatte. 21. VIII. 18.

Kl. 37 b, Gr. 3. W 51 585. Wilhelm Wulff, Berlin-Lankwitz, Hauptstr. 22. Gegliederter, metallener Träger ohne Pfosten. 11. X. 18.

Kl. 37 c, Gr. 1. H 67 094. Friedrich Haag, Straßburg-Neudorf i. Els.; Vertreter: Patentanwalt Dr. S. Hauser, Berlin SW 48. Dachziegel; Zusatz zur Anmeldung H 62 955. 10. II. 15. Schweizer Priorität vom 25. III. 14.

Kl. 42 k, Gr. 20. Sch 57 474. Fa. Louis Schopper, Leipzig. Vorrichtung zur Zugfestigkeitsprüfung mittels Schlagpendels. 6. II. 20.

Kl. 49 e, Gr. 12. L 50 288. Leipziger Maschinenbau-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Sellershausen. Regelung der Geschwindigkeit der unter Federwirkung stehenden, durch Nockenscheibe angehobenen Döpperspindel von Nietmaschinen. 12. IV. 20.

Kl. 80 b, Gr. 25. F 43 846. Albert Flexer, Wien; Vertreter: Patentanwalt M. Mintz, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung eines asphaltartigen Kunststeins.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. IX. 1920.

Kl. 20 i, Gr. 41. K 70 531. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Für Eisenbahnen bestimmte Vorrichtung zum Aufzeichnen der über eine Fahrstraße rollenden Achsen. 11. X. 19.

Kl. 37 f, Gr. 3. Z 11 314. Franz Zürn, Gelsenkirchen. Verstellbares Auflager für Behälter und andere Bauwerke. 31. XII. 19.

Kl. 37 f, Gr. 8. T 21 472. Carl Tuchscherer, Breslau, Gutenbergstr. 11. Flugzeughalle mit Toröffnungen von einer etwa der Länge der Flugzeuge entsprechenden Lichtweite. 6. VII. 17.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 13. IX. 1920.

Kl. 37 f, Gr. 3. B 92 870. Georg Böhein, Saarbrücken, Paul-Marien-Straße 11. Stützung für runde Flüssigkeitsbehälter mit geneigten, an den Boden unter einem Winkel gegen seine Berührende angeschlossene Stützen. 16. II. 20.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 68 523. Richard Kleber, Teplitz-Schönau; Vertreter: Patentanwälte C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner und Dr.-Ing. G. Breitung, Berlin SW 61. Einschieniges Fahrgestell für auf zwei oder mehr Schienen laufende Bagger u. dgl. 1. IV. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. IX. 1920.

Kl. 19 a, Gr. 23. 327 792. Dipl.-Ing. Paul Kirchhoff, Hannover, Gabelsbergerstr. 18. Nachgiebige Aufhängung der Tragseile bei Hängebahnen zwischen zwei Stützen oder bei Kabelbahnen. 1. V. 14. K 58 727.

Kl. 19 a, Gr. 28. 427 977. Richard Kleber, Teplitz-Schönau; Vertreter: Patentanwälte C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner und Dr.-Ing. G. Breitung, Berlin SW 61. Gleisrückmaschine mit an einem aus zwei Hälften bestehenden Rahmen angeordneten äußeren und mittleren Zwängungsrollen. 28. III. 18. K 65 878.

Kl. 20 h, Gr. 7. 327 739. Alfred Galle, Berlin, Wehlauer Str. 20. Maschinelle Rangieranlage für Schmalspur- bzw. Hängebahnanlagen auf Kreisringgleisen. 29. XI. 19. G 49 698.

Kl. 37 b, Gr. 1. 327 820. Johannes Dittmer, Berlin-Steglitz, Uhlandstraße 8. Baustein mit mehreren im Querschnitt nebeneinander liegenden Hohlräumen nach Patent 325 424; Zusatz zu Patent 325 424. 12. XI. 19. D 36 665.

Kl. 37 d, Gr. 32. 327 940. Ornacit-Fassadenputz-Patent-Verwertungs-G. m. b. H., Berlin-Lankwitz. Verfahren zur Herstellung eines Putzes; Zusatz zu Patent 307 547. 25. VIII. 18. O 10 722.

Kl. 38 e, Gr. 8. 327 823. Otto Beyrich, Dortmund, Burgmundastraße 30. Vorrichtung zum Einfügen der Schlußbretter in senkrecht stehende Bretterwände. 14. XI. 19. B 91 574.

Kl. 80 b, Gr. 10. 327 906. M. Emile Leblanc und Dipl.-Ing. Kurt Gerson, Paris; Vertreter: Patentanwalt G. Sachse, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung dampfgehärteter Kunststeine. 13. II. 14. L 41 407.

Kl. 80 b, Gr. 18. 327 907. Adolf Grosche, Berlin-Schmargendorf, Breite Str. 9. Verfahren zur Herstellung eines porösen Zements oder eines porösen zementartigen Bindemittels. 9. V. 19. G 48 254.

Kl. 85 e, Gr. 17. 327 969. Wilhelm Passavant, Michelbach, Nassau. Sinkkasten mit aus einem selbsttätigen Klappenverschluß und einem Handventil als Zwangsverschluß bestehenden doppelten Rückstauverschluß. 24. VI. 19. P 37 978.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 13. IX. 1920.

Kl. 5 d, Gr. 5. 328 215. Ernst Hese, Beuthen O.-S., Parallelstr. 1. Wagenzugbewegungsvorrichtung aus einem endlosen, mit Mitnehmern zum Anschlag eines Wagens oder Wagenzugs versehenen Seile. 13. I. 20. H 79 618.

Kl. 19 a, Gr. 28. 328 155. Heinrich Kiebel, Senftenberg, N.-L., Victoriastr. 37. Unter dem Bagger angeordnete Vorrichtung zum seitlichen Verschieben von Bagger- u. dgl. Gleisen. 5. XI. 19. K 70 841.

Kl. 36 c, Gr. 8. 328 249. Leo Welzer, Berlin, Katzbachstr. 32. Heizvorrichtung zur Beheizung kleiner Häuser, Landhäuser u. dgl. 15. VIII. 19. W 53 178.

Kl. 42 a, Gr. 19. 327 993. Marcel Bieuville, Bellevue, Frankreich; Vertreter: Patentanwalt E. Lamberts, Berlin SW 61. Zeichengerät zum Ziehen paralleler Linien. 6. XI. 19. B 91 491.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Hamburgs Hafen und der Wiederaufbau der deutschen Wirtschaft. Sondernummer des „Wirtschaftsdienst" vom 23. Sept. 1920, zusammengestellt durch Baurat K. Baritsch und Dr.-Ing. P. Windolf, Hamburg 1920.

In dem einleitenden Aufsatze faßt G. de Thierry die Aufgaben der Hafenbautechnischen Gesellschaft zusammen, zu deren Hauptversammlung das Sonderheft erschienen ist. Dabei wird hervorgehoben, daß gerade in Hamburg der Ingenieur erkennen könne, zu welchen Erfolgen auf wissenschaftlicher Grundlage aufbauendes Können zu führen vermöge, wenn Wirtschaft und Technik, durch den Kaufmann und Ingenieur vertreten, in gemeinsamer Arbeit sich an der Lösung der Aufgaben beteiligten, wie sie in der einzig dastehenden Entwicklung des Hamburger Hafens vorlagen. Für die Richtigkeit dieses Hinweises legt der reiche und vielseitige Inhalt des Heftes ein überzeugendes Zeugnis ab. Es haben erörtert

Dipl.-Ing. Walter Böttcher: Hamburgs Hafen;

Dr. H. Rasch, Direktor des Hamburgischen Gewerbeaufsichtsamts: Die hamburgische Industrie in ihren Beziehungen zum Hafen;

Dr.-Ing. E. Foerster: Die Hamburger Schiffbauindustrie;

Oberbaurat C. Lorenzen: Hamburgs Seezufahrtsstraße;

Oberbaurat Otto Hoech: Die Kanalverbindungen der Hansestädte mit dem Mittellandkanal;

Dr. Ed. Rosenbaum, Direktor der Commerzbibliothek Hamburg: Die Hafenpolitik der Friedensverträge;

Dr. Friedrich Hasselmann, Syndikus der Hamburg-Amerika-Linie: Die deutsche Schiffahrtspolitik nach dem Kriege;
Dr. Aug. Kaegbein: Die heutigen Überseeverbindungen Hamburgs;
Dr. Schwabacher (Verein Hamburger Exporteure): Hamburgs Außenhandelsbeziehungen;
F. Duge, Fischereidirektor: Die hamburgischen Fischmärkte St. Pauli und Cuxhaven;
Ernst Range, Stadtbauinspektor: Entwicklung und Bedeutung des Altonaer Hafens.

Ich muß es mir versagen, auf den Inhalt der einzelnen Aufsätze einzugehen und mich darauf beschränken, das eingehende Studium der durchweg wertvollen Abhandlungen warm zu empfehlen. Durch sie alle zieht sich die Erkenntnis, daß für die Aussichten unserer Zukunft nur der auf wiederaufbauende Arbeit gerichtete Wille maßgebend sein muß. Und daß dieser Wille zur Tat wird, ja bereits zur Tat geworden ist, das erweist überzeugend der Inhalt der Sondernummer. H. Engels.

Betonkalender. Taschenbuch für den Beton- und Eisenbetonbau. 1921. Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis kart. 20 M, zuzüglich Sortiments- und Teuerungszuschlag.

Auch in diesem Jahre ist entsprechend den wirtschaftlichen Verhältnissen nochmals eine gekürzte Ausgabe erschienen. Sie unterscheidet sich von ihren Vorgängerinnen dadurch, daß im Hinblick auf den Siedlungsbau einige Abschnitte eine ausführlichere Bearbeitung erfahren haben, im besonderen Mauerwerkbau im Hochbau und Zwischendecken. Wo notwendig, sind die neuen preußischen Ministerialvorschriften vom 24. 12. 1919 berücksichtigt. Neu bearbeitet ist die statische Berechnung der Eisenbetonbauten (von D.-Ing. Gesteschi). Im besonderen sind hier die „Musterbeispiele", herausgegeben vom preußischen Arbeitsministerium, benutzt und ziemlich unverändert zum Abdruck gelangt. Von dem ganzen Umfange von 44 Seiten, der diesem wichtigsten Kapital zuteil wird, umfassen die Beispiele allein 17 Seiten. In mancher Hinsicht erscheint das Kapitel noch verbesserungsfähig, so namentlich bezügl. der Nachrechnung und Querschnittsbestimmung exzentrisch belasteter rechteckiger Verbundquerschnitte. Im übrigen bietet die Neuauflage das bekannte Bild und wird wie ihre Vorgängerin ihren Weg finden. M. F.

Der Kreuzblock, keine Ersatzbauweise. Herausgegeben von Dr. techn. R. Bortsch, Oberbaurat und Dozent an der Technischen Hochschule in Brünn. Sonderdruck aus dem Juniheft des Reichsverb. z. Förderung sparsamer Bauweise. Berlin, Kommissionsverlag: „Bauhütte", Leipzig.

In dem Sonderdruck wird eine als durchaus sachlich zu bewertende Besprechung der verschiedenen Arten der Betonhohlbauweisen gegeben. Die Unmenge der Abarten wird zurückgeführt auf einige Hauptgruppen mit verschiedenen Grundgedanken. Auf den letzten 2 Seiten der im ganzen 8 Seiten umfassenden Druckschrift wird die Kreuzblockbauweise vorgeführt, die viele Vorteile in sich vereint. Aus der beigegebenen Abbildung gehen die Einzelheiten der Bauweise klar hervor. Sie arbeitet mit nur zwei Arten von Steinen (Höhe 30 cm) und läßt, wenn mit zwei Hohlräumen gearbeitet wird, die Hohlräume an der äußeren Wand frei, während die inneren mit Schlacke und dergl. ausgefüllt werden. Dadurch soll ein besonders guter Wärme- und Feuchtigkeitsschutz entstehen. Bei 33 cm Wandstärke soll sich bei dieser Bauweise die Wärmehaltung einer 60 cm starken Ziegelmauer ergeben. Auch über die Herstellung der Blöcke und die bisherigen Ausführungen spricht sich die Schrift aus, die infolge ihrer sachlichen Darstellungsweise das Vertrauen der Bauwelt zu erwerben geeignet ist. Dr. W. Kunze.

Graphische Integration. Von Dr. Fr. A. Willers, Oberlehrer in Charlottenburg. Mit 53 Figuren. (Sammlung Goeschen Nr. 801.) Berlin und Leipzig, Vereinigung wissenschaftlicher Verleger Walter de Gruyter & Co. 1920. Preis M 2.10 + 100 vH Teuerungszuschlag.

Das Büchlein behandelt die zeichnerischen Verfahren, die zur Ermittlung der Integralkurven und damit zur Flächenermittlung und zur Lösung von Differentialgleichungen zur Verfügung stehen. Derartige Aufgaben kommen auch dem Bauingenieur gelegentlich einmal vor: In einfacher Form z. B. die Stützkraftlinien und die Momentenlinien, die ja die Integralkurven der Querkraftlinien sind, die Längs-, Flächen- und Massenprofile beim Trassieren, die Beschleunigungs-, Geschwindigkeits- und Wegdiagramme der Mechanik und ähnliches; in schwierigerer Form z. B. in der Schwingungstheorie (Stoß auf Träger) und der Hydraulik. Wo in solchen Fällen die rechnerischen Verfahren zu umständlich oder ganz unmöglich sind, da geben die zeichnerischen Methoden ein Hilfsmittel an die Hand, das in den meisten Fällen hinreichende Genauigkeit besitzt, leicht zu handhaben ist und verhältnismäßig wenig Zeit erfordert. Aber auch für den, der nicht gerade bestimmte Aufgaben zu lösen hat, und da, wo die Lösungen von Aufgaben, z. B. in der graphischen Statik, schon auf andere Art gegeben sind, zeigt das Heftchen lehrreiche Zusammenhänge mathematischer Art, die jedem, der etwas tiefer in die Statik eindringen will, von Wert sein müssen.

Die in dem Büchlein gegebene Darstellung setzt wenig Vorkenntnisse voraus; für weitaus die meisten Abschnitte genügen die Grundbegriffe der Differential- und Integralrechnung. Die mathematischen Probleme sind klar und übersichtlich und in einer Form behandelt, wie sie für uns Ingenieure die einzig zweckmäßige ist, nämlich immer von dem Gesichtspunkte aus: Was können wir mit den gefundenen Ergebnissen in der Praxis anfangen, wozu dienen sie uns? Kögler.

Berechnung elektrischer Förderanlagen. Von E. G. Weyhausen und P. Mettgenberg. Mit 39 Textfiguren. Verlag von Julius Springer, Berlin 1920. 90 S. Preis M 14.—.

Die Verfasser geben in dem Büchlein unter Voraussetzung der Kenntnis der verschiedenen Förderanlagensysteme selbst eine Studie des mathematischen Zusammenhanges der Arbeitsbedingungen elektrischer Förderanlagen und bringen hierzu nach Aufführung der Grundformeln, der allgemeinen Geschwindigkeitsschaulinien und der Trägheitsmomente die Momentenschaulinien für sämtliche gebräuchliche Systeme: zylindrische — konische Trommeln — eintrumig, zweitrumig — mit und ohne Seilausgleich —, Bobinen, Köpescheiben. Besondere außergewöhnliche Betriebsverhältnisse werden gestreift. Aus Momenten- und Geschwindigkeitsschaulinien werden die jeweiligen Leistungskurven zusammengestellt. Nach kurzer Seilberechnung bringt ein Abschnitt den ganzen Gang der Berechnung im Zusammenhang. Zum Schluß die elektrischen Systeme für Förderanlagen mit ihrem Leistungsverbrauch.

Das Buch gibt in knapper Form eine erschöpfende Darstellung der teilweise schon recht verwickelten Zusammenhänge. Es will aufmerksam gelesen sein. Schaulinien in ausreichender Menge machen die Formeln sinnfälliger. Bei der knappen Darstellung stören vereinzelte Unklarheiten im Druck (Satzpunkt kann als Multiplikationszeichen gelesen werden, S. 4 u. 8); der Wert des Buches wird dadurch nicht gemindert. Reg.-Baurat Wentzel-Leipzig.

Preßluft für Steinbruch und Tiefbau. Demag-Taschenbuch 1920.

Die Deutsche Maschinenfabrik A.-G. Duisburg, die seit Jahrzehnten Preßluftanlagen und -werkzeuge herstellt, hat ein Taschenbuch herausgegeben, das auf 200 Seiten in klarer, auch für Nichtmaschinenleute durchaus verständlicher Weise den Zweck, die Eigenart und die Verwendung, vor allem aber die Bauart der Preßluftanlagen und -werkzeuge beschreibt. Auch den Dampfbohrgeräten ist ein kurzer Abschnitt gewidmet. Abbildungen sind sehr zahlreich beigefügt und erleichtern das Eindringen in den Stoff, der ein enges Sondergebiet umfaßt und für den eine zusammenfassende, für den Betriebsmann geschriebene Darstellung sehr erwünscht war. Sie wird sowohl dem, der erst zum Preßluftbetriebe übergehen will, gute Dienste leisten, wie auch demjenigen, der schon mit diesem Hilfsmittel arbeitet. Es finden sich in der Darstellung zahlreiche Ratschläge für den Betrieb und die Wahl der Maschinenart. Insbesondere ist die Frage der Kühlung, der mehrstufigen Kompression, der Schmierung eingehend erörtert. Wegen der zahlreichen zeichnerischen Darstellungen, Längs- und Querschnitte, wird auch für das Auseinandernehmen und Wiederzusammensetzen der Bohrgeräte das Taschenbuch gute Dienste leisten, so daß es in jeder Hinsicht ein guter Begleiter im Betriebe sein dürfte. Hierzu macht es auch die dauerhafte Ausstattung: Leineneinband und Friedenspapier, sowie die Beigabe von 100 Seiten taschenbuchmäßigen Tabellen- und Angabenstoffs geeignet, der gut ausgewählt und der „Hütte" entnommen ist. Dr. W. Kunze.

„Serve" Schnellrechner. Von Joseph Serve, Leiter eines Lohn- und Kalkulationsbüros der Firma Ludw. Loewe & Co., A.-G., Berlin. Verlag von Julius Springer, Berlin 1920. Gebund. M 14,00.

Das Werk enthält auf 40 Doppelseiten Multiplikationstafeln zum raschen Ablesen des Produktes c aus den Faktoren a. b. Dabei hat der Verfasser in erster Linie Lohnberechnungen im Auge, so daß der eine Faktor a den Einheits- oder Stundenlohn, der zweite Faktor b die Stundenzahl bedeutet. Die Tabellen sind aufgestellt für a = 1, 2, 3, ..., 398, 399, 400, und für b = 1, 2, 3, ..., 97, 98, 99, 100. Außerdem sind für b noch Bruchteile und die Vielfachen 100, 200 bis 1000, ferner 1000, 2000 bis 10 000 enthalten. Mit Hilfe der Tafeln wird beispielsweise gefunden:

7 624,85 . 316

Seite 311—320: 316 . 0,85 = 269
316 . 24 = 7 584
316 . 7600 = 2 401 600
2 409 453

Für Lohnberechnungen werden die Tafeln mit Vorteil anwendbar sein, solange der Stundenlohn geringer ist als 400 Pf; leider sind in letzter Zeit namentlich die Großstadtlöhne aber erheblich über 4 M für die Stunde gestiegen, weshalb es wünschenswert erscheint, die Tafeln in der folgenden Auflage zu erweitern bis a = 999.

Die Tafeln sind auch für beliebige andere Multiplikationsaufgaben verwendbar; auch letzteren würde die vorgeschlagene Erweiterung zugute kommen, da es jetzt etwas umständlich ist, Produkte zu finden, wenn der Faktor a größer ist als 400. B. Löser.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 3737.

1. Jahrgang | 15. November 1920 | Nr. 3

DIE WASSERKRÄFTE UND IHR WIRTSCHAFTLICHER WERT.

Vortrag, gehalten in der 1. Hauptversammlung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" in Berlin am 21. September 1920.

Von Geh. Oberbaurat Schmick. München.

Vom Himmel kommt es,
Zum Himmel steigt es,
Und wieder nieder
Zur Erde muß es,
Ewig wechselnd.

Dieser von unserem großen Dichter in Verse gefaßte Kreislauf des Wassers vollzieht sich ständig ohne Unterlaß und wird nach den Naturgesetzen so lange dauern, als es ein Leben auf der Erde gibt. Das als Regen, Schnee und Nebel auf die Erde fallende Wasser versickert zum Teil und speist die Quellen und das Grundwasser, zum Teil fließt es in den Bächen und Flüssen zu Tal, zum Teil wird es von den Pflanzen zu ihrem Wachstum aufgenommen, oder es verdunstet. Die Bäche vereinigen sich zu Flüssen, die Flüsse zu Strömen und diese leiten das Wasser dem Meere zu, aus dem es unter dem Einfluß der Sonnenwärme als Nebel wieder zum Himmel emporsteigt, um den Kreislauf von neuem zu beginnen.

Das Ausnützen des Wassers auf der Erde ist so alt, wie unsere Geschichte. Die Babylonier, die Phönizier, die Ägypter, die Chinesen und andere Völker schufen Bewässerungsanlagen, um weite, sonst unfruchtbare Gebiete der Kultur zu erschließen; sie verwendeten dabei bereits Schöpfräder, kleine Wasserkraftmaschinen, die, durch den Strom des Flusses angetrieben, Wasser auf die Felder emporhoben. In großen Sammelteichen wurde das Wasser bei Wasserreichtum der Flüsse aufgespeichert, um es in der trockenen Jahreszeit zu verwerten. Der Mörissee in Ägypten, wahrscheinlich im Jahre 3000 vor unserer Zeitrechnung angelegt, ist eines der bekanntesten Beispiele. Großartige Wasserleitungen aus der Zeit der alten Römer, die gesundes Trinkwasser den Städten zuführten, erregen in ihren Resten noch heute Erstaunen. Die Schiffahrt auf Flüssen und künstlichen Kanälen förderte bereits im Altertum in großem Maßstab den Austausch der Güter.

Alle Maßnahmen nun, die geeignet sind, das Wasser zum Wohl der Menschheit auszunützen, werden zusammengefaßt in dem Begriff der Wasserwirtschaft. Je höher die Kultur eines Volkes stieg, desto ausgedehnter wurden seine Anlagen zum Verwerten des Wassers und auch heute geht der Kulturfortschritt mit dem Steigen der Wasserwirtschaft Hand in Hand.

Einer der wichtigsten Teile der Wasserwirtschaft, der insbesondere in der Neuzeit an Wert stetig zugenommen hat, ist das Ausnützen der Wasserkräfte. Wie entsteht nun eine Wasserkraft? Die Niederschläge, Regen, Schnee, Nebel, fallen nicht gleichmäßig auf die Erde; im Gebirge sind sie größer, in der Ebene kleiner. In den bayerischen Alpen betragen sie etwa das Drei- bis Vierfache von denjenigen in Ostpreußen. Von den Höhen fließt das Wasser zu Tal. Der Unterschied zwischen den hochgelegenen Stellen eines Flußlaufes und den tieferen bezeichnet man als das Gefälle. Wird das an einer bestimmten Flußstrecke vorhandene Gefälle in Metern mit der Zahl der in einer Sekunde abfließenden Kubikmeter Wasser vervielfacht, so ergibt dies die Rohwasserkraft an dieser Stelle. Da ein Kubikmeter Wasser 1000 kg wiegt, so erhält man die Wasserkraft N, wenn man das Gefälle mit h, und die Wassermenge in der Sekunde mit Q bezeichnet:

$$N = 1000\ Q\ h \text{ Kilogrammeter.}$$

75 kgm nennt man eine Pferdekraft; die Wasserkraft ist daher auch

$$N = \frac{1000\ Q\ h}{75} \text{ PS.}$$

In der Neuzeit wird die Größe der Wasserkraft vielfach nicht mehr in Pferdestärken, sondern in Kilowatt ausgedrückt. Eine Pferdekraft ist gleich 0,736 Kilowatt; der angegebene Wert muß daher noch mit dieser Zahl vervielfacht werden, um die Größe der Rohwasserkraft in Kilowatt zu erhalten. Diese Rohwasserkraft muß in Wasserkraftmaschinen, heute meist in Turbinen, in Arbeit umgesetzt werden. Die Nutzleistung in den Turbinen betrug bis vor einigen Jahren nur etwa 75 vH der Rohkraft, ist aber heute bis auf 80 vH und mehr gestiegen. Wegen der Einfachheit der Formel rechnet man aber bei überschläglichen Angaben meist mit 75 vH, wobei dann auch die Gefällverluste im Einlaufbauwerk, dem Werkkanal und den Turbinenrechen mit berücksichtigt sind. Die Anzahl der auszunützenden Pferdestärken beträgt dann:

$$N = \frac{1000\ Q\ h}{75} \cdot \frac{75}{100} = 10\ Q\ h \text{ PS.}$$

Bei dem Umsetzen der Wasserkraft in elektrische Kraft tritt in dem Generator ein weiterer Verlust von etwa 90 vH ein, so daß sich die Zahl der nutzbaren Kilowatt zu etwa $^2/_3$ der Wasserpferdestärken ergibt.

Kann die vorhandene Kraft das ganze Jahr hindurch Tag und Nacht ausgenützt werden, so arbeitet sie 24 . 365 = 8760 Stunden. Die Anzahl der geleisteten Kilowattstunden berechnet sich daher durch Vervielfachen der vorhandenen Kilowatt mit der Stundenzahl, während der gearbeitet wird.

Das Gefälle eines Flusses ist im Gebirge am größten, im Flachland am kleinsten; es nimmt also von oben nach unten ab. Die Wassermenge eines Flusses ist umgekehrt im Oberlauf kleiner und im Unterlauf größer. Die Wasserkraft kann daher im Oberlauf bei großem Gefälle und kleiner Wassermenge ebenso groß sein wie im Unterlauf bei kleinem Gefälle und großer Wassermenge. Je nachdem eine Wasserkraft ein großes, mittleres oder kleines Gefälle ausnützt, bezeichnet man sie als Hochdruckkraft, Mitteldruckkraft oder Niederdruckkraft.

Dem steten Kreislauf entsprechend, fließt das Wasser dauernd in den Flüssen von Berg zu Tal; es erzeugt, sich immer erneuernd, ohne Unterlaß Kräfte, ohne daß Rohstoffe hierzu erforderlich sind. Keine Kohle braucht aus tiefen Schächten gefördert und auf der Eisenbahn auf weite Strecken herbeigeschafft zu werden, es sind nicht große Beträge an das Ausland für Petroleum und Benzin zu zahlen, diese Rohstoffe werden nicht vernichtet, wie unter dem Dampfkessel oder im Ölmotor; unabhängig von Arbeiterunruhen und steigenden Lohnforderungen leistet das Wasser jahraus jahrein seine Arbeit, ein volkswirtschaftlicher Wert sondergleichen

Die in dem zu Tal fließenden Wasser wohnende Kraft ist von jedem aufmerksamen Beobachter sinnfällig zu erfassen, um so leichter, je stärker das Gefälle oder je größer die Wassermenge ist. Der junge Bach im Gebirge schon rollt die Kiesel mit sich, bei starkem Wasser bewegt er Felsen bergab; wie mächtig aber zeigt sich die ungeheuere Gewalt des Wassers bei Hochwasser, das gewaltig brausend alle Widerstände zu überwinden droht, Dämme zerstört, Brücken wegfegt und ungebändigt unermeßlichen Schaden verursacht. In alten Zeiten strebten daher die Völker schon darnach, sich diese Kraft dienstbar zu machen; die Schöpfräder des Altertums wurden schon erwähnt.

Mit der Entwicklung der Wasserkraftmaschinen wuchs ihre Anwendung. Nach beglaubigten Nachrichten waren schon Ende des 4. Jahrhunderts in Deutschland Wassermühlen vorhanden; in dem 11. und 12. Jahrhundert waren sie bereits stark verbreitet. Anfangs standen nur unterschlächtige Wasserräder im Betrieb, erst später traten oberschlächtige hinzu. Wenn auch die verschiedenen Arten der Wasserräder immer mehr vervollkommnet wurden, so konnten sie doch nur kleine Wasserkräfte ausnützen. Kleine Mühlen, Sägewerke, Hammerwerke, später Steinbrecher, kleine Porzellanfabriken, in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts auch Holzschleifereien mit geringem Kraftbedarf reihten sich an Bachläufen und kleinen Flüssen aneinander; sie hatten häufig bereits Mühlenteiche, kleine Staubecken zum Aufspeichern des Wassers während eines Betriebsstillstandes. Auch längere Werkkanäle wurden schon angelegt, die von einem Wehr im Fluß ausgehend, mehreren hintereinandergeschalteten Betrieben das Wasser zuführten. Durch alle diese Kleinwasserkräfte wurden die Bodenschätze ausgenützt und sie hatten daher einen erheblichen volkswirtschaftlichen Wert. Mit der immer steigenden Entwicklung der Dampfmaschine und den dadurch entstehenden Großbetrieben konnten sie aber den Wettbewerb nicht mehr durchführen, ihre Wirtschaftlichkeit ging zurück und sie mußten vielfach stillgelegt werden. Heute aber ist der Kohlenpreis ins Ungemessene gestiegen; ein erheblicher Preisabbau ist auf Jahre hinaus nicht zu erwarten, wir müssen auch im Kleinen mit Kohlen haushalten und sie nur dort verwenden, wo sie nicht zu entbehren sind. Unter dieser ganz veränderten Wirtschaftslage gewinnen die Kleinwasserkräfte eine erneute Daseinsberechtigung; auch lassen sie sich infolge der technischen Entwicklung der elektrischen Industrie in größerem Umfang verwerten. Mit kleinen Betrieben sind vielfach Beleuchtungs- und Kraftanlagen für Dörfer und größere Gutshöhe zu verbinden, mehrere Kleinwasserkräfte können elektrisch zu größerer Leistung zusammengefaßt werden, den Kraftbedarf bestehender Überlandwerke unterstützen und anderes mehr.

Dieser Wert der Kleinwasserkräfte läßt sich noch steigern durch den Ausbau nach den technischen Errungenschaften der Neuzeit; alte Wasserräder sind durch Turbinen zu ersetzen, brachliegende Gefälle mit auszunützen. Durch Bearbeiten eines Gesamtplanes über die Wasserwirtschaft des Oberlaufes eines Flusses sind vielfach größere Kräfte zu erzielen; es kann wirtschaftlich sein, zugunsten einer solchen Gesamtausnützung einzelne veraltete Betriebe stillzulegen oder ihnen die Betriebskraft von einer wirtschaftlicheren Neuanlage elektrisch zuzuleiten.

Ist nun auch durch die veränderte Wirtschaftslage der Wert der Kleinwasserkräfte zweifellos erheblich gewachsen, so muß doch vor einem Überschätzen gewarnt werden, wie dies leider gegenwärtig vielfach geschieht. Mit Schlagworten, seien sie auch noch so volkstümlich, schafft man keine wirtschaftlichen Werte; nüchterne Erwägungen allein führen zum Ziel. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Kleinwasserkräfte, wo günstige Grundlagen für sie gegeben sind, in viel größerem Umfang bereits verwertet werden, als man meist annimmt, daß ihre örtliche Entfernung von Verkehrswegen oft einen erschwerenden Einfluß ausübt und daß das elektrische Übertragen auf größere Entfernungen oft unwirtschaftliche Kraftverluste bedingt. Trotz dieser Vorbehalte aber ist im Rahmen des Bedarfes der Ausbau der Kleinwasserkräfte so viel als möglich zu fördern und zu diesem Zwecke sollten die in den Wassergesetzen einzelner Läder enthaltenen weitgehenden Verordnungen für die Konzessionserteilung zugunsten der Kleinwasserkräfte durch erleichternde Ausführungsbestimmungen gemildert werden.

Von der Mitte der vorigen Jahrhunderts ab wurde die Turbine für den praktischen Gebrauch immer weiter vervollkommnet und Hand in Hand damit entwickelte sich der Ausbau mittlerer und größerer Wasserkräfte. Erst mit dieser neuen Wasserkraftmaschine ließen sich höhere Gefälle und größere Wassermengen verwerten. Zunächst aber war das Ausnützen der Kräfte noch an die Stelle gebunden und daher der Hauptsache nach nur für Industrien geeignet, die sich den für das Schaffen von Wasserkräften geeigneten Orten anpassen konnten. Erst seit Oskar v. Miller auf der denkwürdigen Ausstellung in Frankfurt a. M. im Jahre 1891 gezeigt hatte, daß man die Kräfte auf elektrischem Wege über weite Strecken leiten könne, schien die Zukunft in größerem Maße als seither den Wasserkräften zu gehören. Aber die allzuweit schweifenden Hoffnungen wurden enttäuscht. Zwar wurden einige mittlere und größere Wasserkräfte ausgebaut, aber gleichzeitig entwickelte sich die alte Konkurrentin der Wasserkraft, die Dampfmaschine, zu immer größerer Vollkommenheit. In diesem Wettbewerb schien zunächst die Dampfmaschine ihren Vorrang behaupten zu wollen. Erst zu Beginn dieses Jahrhunderts trat ein Umschwung ein, veranlaßt durch die Entwicklung der chemischen Industrie und durch die Anlage großer Holzschleifereien, die beide erhebliche Kraftmengen Tag und Nacht ausnützen, ferner durch die starke Zunahme von Überlandwerken, bei denen auch Nachtkraft, wenigstens zum Teil, verwertet wird.

Aus diesem Kampf zwischen Wasserkraft und Kohlenkraft ist zu entnehmen, daß jede ihre Vorteile und Nachteile hat, die im Einzelfall gegeneinander abgewogen werden müssen.

Ein Nachteil der Wasserkraft besteht zunächst darin, daß sie von Anfang an in einem Umfang ausgebaut werden muß, wie sie eine bestimmte Flußstrecke darbietet, und daher mit Rücksicht auf eine spätere Entwicklung des von ihr mit Kraft zu versorgenden Unternehmens größer, als der erste Bedarf es erfordern würde; außerdem dauert der Ausbau je nach dem Umfang zwei bis drei Jahre, unter den heutigen Verhältnissen auch mehr, wodurch der Betriebsbeginn eines Industriewerkes unliebsam verzögert werden kann. Der an sich meist zu große Bau erfordert bedeutende Mittel, die ein im Entstehen begriffenes Werk von vornherein stark belasten. Das Wasser eines Flusses fließt gleichmäßig während der 24 Stunden eines Tages zu Tal; wird die daraus erzeugte Kraft aber wegen der Eigenart des damit betriebenen Werkes nur während 12 Stunden ausgenützt, so kostet sie das Doppelte. Wasserkräfte eignen sich daher in erster Linie für 24-stündige Dauerbetriebe, falls nicht durch Speicheranlagen das während der Nacht nicht verwertete Wasser für den Tagesbetrieb aufgespeichert werden kann.

Demgegenüber braucht die Dampfmaschine zunächst nur in der für den Betrieb notwendigen Leistung beschafft zu werden; bei deren Anwachsen erst stellt man eine zweite dazu. Die aufzuwendenden Kosten sind erheblich niedriger und die Lieferungszeit kürzer; bei einem 12-Stunden-Betrieb werden nachts keine Kohlen verbraucht, wenn der 24-Stunden-Betrieb auch bei einer Dampfmaschine wegen des Verlustes an Brennstoffen beim Anheizen und beim Erkalten der Kessel gleichfalls wirtschaftlicher ist.

Diesen Vorteilen der Dampfmaschine stehen aber erhebliche Nachteile gegenüber. Die Betriebskosten, wozu außer dem Verzinsen und Tilgen des Bauaufwandes, dem Unterhalt des Werkes und den verschiedenen Abgaben vor allem das Bedienen der Maschinen und das Beschaffen der Kohlen und Schmiermittel gehören, sind bei den Dampfmaschinen schwankend und erheblich höher, als bei den Wasserkräften. Steigende Arbeitslöhne und Kohlenkosten verteuern die Krafteinheit

So kostet gegenwärtig das Erzeugen einer Kilowattstunde durch Kohlen ohne den Zinsendienst etwa 45 Pf, durch Wasserkraft 5—15 Pf einschließlich des Zinsendienstes. Bei einer sorgfältig ausgebauten Wasserkraft sind die Unterhaltungskosten sehr gering; die Tilgungsbeträge können daher an der Bausumme abgeschrieben werden, diese verschwindet somit im Laufe der Jahre vollständig. Dampfmaschinen dagegen sind in einem gewissen Zeitraum zu ersetzen und die Tilgungsbeträge hierfür anzusammeln. Während infolge der steigenden Kohlenkosten und Arbeitslöhne die Dampfkraft ständig teuerer wird, wird die Wasserkraft wegen der Abnahme der Tilgungsbeträge von Jahr zu Jahr billiger.

Diese Gesichtspunkte galten schon im Frieden; sie sind heute entscheidend. Die Baukosten der Wasserkräfte sind allerdings über alles Maß gestiegen; sie lassen sich bei dem Schwanken aller Werte auf die für den Ausbau erforderliche Zeitspanne überhaupt nicht mehr zuverlässig vorausbestimmen. Trotzdem aber übersteigen die Erzeugungskosten der Dampfkraft diejenigen der Wasserkraft um ein Vielfaches und werden stets höher bleiben, selbst wenn der Bauaufwand für Wasserkräfte noch mehr zunehmen sollte.

Wir müssen daher Wasserkräfte ausbauen, mögen die Baukosten auch noch mehr wachsen, denn sie ersetzen Kohlen und heute ist die Kohlenersparnis eine nationale Wirtschaftspflicht.

Eine Wasserkraft ist, wie erwähnt, das Produkt aus Gefälle und Wassermenge. Das Gefälle ist bei einer ausgebauten Kraft, abgesehen von den durch die wechselnden Wasserstände des Flusses hervorgerufenen Schwankungen, stets nahezu gleichbleibend; die Wassermenge aber wechselt, sie schwankt in den einzelnen Jahreszeiten und in den verschiedenen Monaten. Dieses Schwanken tritt nun aber in den einzelnen Flüssen Deutschlands nicht gleichmäßig auf. Die Alpenflüsse, wie der Rhein, der Inn und der Lech, führen infolge der Schneeschmelze im Gebirge ihre größten Wassermengen im Sommer. Die kleinsten Wasserstände treten im Januar, Februar und März ein. Die Flachlandflüsse, wie der Main, die Weser, die Elbe und die Oder, führen umgekehrt in der Regel im Sommer am wenigsten Wasser, am meisten in den Wintermonaten. Die Voralpenflüsse, wie die Isar und die Iller, liegen in der Mitte. Je größer aber die Wassermengen, desto größer bei gleichem Gefälle die Wasserkraft. Je nach den Jahreszeiten schwankt daher auch die Größe der Wasserkraft in den Flüssen verschiedenen Charakters. Eine Wasserkraft aber ist um so wertvoller, je gleichmäßiger sie das ganze Jahr hindurch ist. Industrien können sich zwar meist in beschränktem Maße auf eine wechselnde Wasserkraft einstellen (Calciumkarbidwerke und Holzschleifereien zum Beispiel leichter als andere); je größer aber eine Wasserkraft ausgebaut wird, desto mehr schwankt sie während des Jahres in ihrer Leistung, desto schwerer ist die nur während weniger Monate vorhandene Kraft zu verwerten. Dem gegenüber verlangt die Volkswirtschaft, eine Wasserkraft so groß auszubauen, daß möglichst wenig Wasser unausgenützt zu Tale fließt.

Dieser Gegensatz in den verschiedenen Forderungen läßt sich aber ausgleichen, wenn man bei großer Wassermenge in den Flüssen das überflüssige Wasser aufspeichert, um es in der trockenen Jahreszeit zuzusetzen. Hierzu dienen Wasserspeicher. Zu solchen Wasserspeichern eignen sich alle in dem Oberlauf eines Flusses vorhandenen Seen. Fehlen solche, so lassen sie sich vielfach künstlich in Gebirgstälern herstellen durch Anlage von Talsperren. Je größer derartige Wasserspeicher sind, desto mehr Wasser kann in ihnen angesammelt werden und desto wertvoller sind sie für die Wasserkraft. Anderseits erfordern sie mit der Zunahme ihrer Größe steigende Baukosten und es ist daher in jedem einzelnen Fall eingehend zu untersuchen, welche Ausbaugröße die wirtschaftlichste ist. Mit der Anlage solcher Wasserspeicher sind aber je nach den vorliegenden Verhältnissen vielfach noch weitere Vorteile verbunden. Sie dienen zunächst zum Zurückhalten von Hochwasser, da sie ja das überschüssige Wasser aufspeichern. Bei geregeltem Betrieb können die Hochwasserspitzen heruntergedrückt werden und die von Zeit zu Zeit eintretenden verheerenden Schäden der Hochwässer mit der Folge des Ververnichtens großer wirtschaftlicher Werte lassen sich vermeiden. Der durch die Speicherweiher vermittelte Ausgleich in der Wasserführung eines Flusses und die damit verbundene Erhöhung der Wassermenge in der trockenen Jahreszeit dient ferner zum Verbessern der Schiffahrt, da das Niederwasser erhöht wird und infolgedessen Schiffe mit größerem Fassungsraum das ganze Jahr hindurch verkehren können. Als hervorragendes Beispiel hierfür sei die Eder-Talsperre angeführt, deren Nutzinhalt von über 200 Millionen cbm Wasser die Schiffahrt auf der Weser erheblich verbessert. Weitere wirtschaftliche Vorteile der Speicherräume werden erzielt durch Bewässern von Ländereien, durch die bessere Wasserversorgung von Gemeinden usw. Kann der Stauraum wirtschaftlich so groß bemessen werden, daß die während eines Jahres zuströmenden unregelmäßigen Wassermengen ausgeglichen werden, was allerdings nur selten der Fall ist, so sind Jahresspeicher vorhanden; bei einem Ausgleich über Monate oder nur für Tage Monats- oder Tagesspeicher.

Anzustreben ist ein möglichst vollständiger Ausgleich. Wie dies in großem Maße geschehen kann, zeigen die von Intze, dem Altmeister deutschen Talsperrenbaues, begonnenen Talsperren im Ruhrgebiet. Durch planmäßiges Bearbeiten des gesamten Flußgebietes sind hier wirtschaftliche Vorteile in großem Umfang erzielt. Auch im Oberlauf der Oder bewirken eine Anzahl von Talsperren ein Vermindern der Hochwassergefahr und erzeugen Kräfte für Überlandzentralen. Ähnliches läßt sich in anderen Flußtälern Deutschlands durch planmäßiges Zusammenfassen der gesamten Wasserwirtschaft erreichen. Entwürfe hierfür werden z. Zt. bearbeitet für den Lech und die Iller. Zum Speisen der geplanten Kanalverbindung zwischen Main und Weser sind im Werragebiet mehrere Talsperren vorgesehen, ebenso im Harz für den Mittellandkanal. An der Saale wird eine große Talsperre geplant, die den Fassungsraum der Eder-Talsperre noch übertreffen soll. Ein weiterer Ausgleich der Wasserwirtschaft ist dadurch zu erzielen, daß man die Kräfte aus Flußgebieten verschiedenen Charakters auf elektrischem Wege vereinigt. Die Alpenflüsse in den Sommermonaten und die Flachlandflüsse in den Wintermonaten können sich dadurch gegenseitig ergänzen. Werden vorhandene Kohlenkräfte mit Wasserkräften elektrisch zusammengefaßt, so können die ersten bei Wassermangel den Ausfall decken. In großem Maße ist dies bei dem Bayernwerk geplant, das, sich über ganz Bayern erstreckend, die Wasserkräfte Südbayerns mit denen Nordbayerns vereinigen und auch Kohlenkraftwerke zu einer möglichst einheitlichen Kraftleistung in sein Netz aufnehmen soll. In Preußen besteht bereits eine ähnliche Anlage, die nach ihrem Ausbau die Wasserkräfte des kanalisierten Mains, die der Edertalsperre und der Weser mit Wärmekräften Norddeutschlands vereinigt.

Aus natürlichen oder künstlichen Wasserspeichern können während einiger Tagesstunden größere, über den Durchschnitt weit hinausgehende Wassermengen entnommen und daher vorübergehend erheblich größere Kräfte erzielt werden. Diese nur während einiger Tagesstunden vorhandenen Kräfte bezeichnet man als Spitzenkräfte, weil sie die Spitzen des Kraftbedarfes zu decken haben. Das Kraftverlangen ist z. B. bei Überlandwerken während des Tages sehr ungleich; es ist meist am größten im Winter während der Abendstunden, wenn zu dem regelmäßigen Tagesbetrieb die Beleuchtung hinzutritt. Die Spitzenkräfte dienen dann zum Decken dieser vorübergehenden stärkeren Werkbelastung.

Einen noch schwankenderen Kraftbedarf erfordert der elektrische Betrieb der Eisenbahnen. Bei dem Anfahren eines jeden Zuges wird eine erhöhte Leistung verbraucht, die wieder zurückgeht, wenn der Zug im Gange ist. Auch das Bergauffahren von Zügen bedingt vorübergehend über das Mittelmaß hinausgehende Belastungen des Werkes. Ein geregelter Eisenbahnbetrieb ist somit ohne Spitzenkräfte nicht denkbar. Das Aus-

nützen von Wasserkräften für den Eisenbahnbetrieb ist daher wirtschaftlich nur durch die Anlage von Wasserspeichern zu erzielen, falls man nicht zum Decken der Spitzen Dampfkräfte heranziehen will. Die durch Dampf erzeugte Kraft verteuert aber die Krafteinheit. Der elektrische Betrieb unserer Eisenbahnen erfordert daher den Ausbau von Wasserspeichern.

Bei dem großen wirtschaftlichen Wert der Wasserkräfte ist es für jedes Land von großer Wichtigkeit zu bestimmen, wie viele davon vorhanden sind, ist doch die wirtschaftliche Zukunft mit dem Verwerten dieser Naturschätze eng verknüpft.

Nach einer in der Zeitschrift „Prometheus" 1916 veröffentlichten Schätzung sollen auf der ganzen Erde etwa 8000 Millionen PS an Wasserkräften vorhanden sein und davon etwa 500 Millionen PS wirtschaftlich ausgenützt werden können. Eine solche Schätzung hat wenig wissenschaftlichen Wert. Da die Wasserkräfte in den verschiedenen Jahren, insbesondere aber auch in jedem einzelnen Jahr, erheblich schwanken, muß ermittelt werden, ob eine solche Schätzung sich auf die das ganze Jahr über, oder nur während 9 Monaten, oder aber im Jahresdurchschnitt vorhandenen Wasserkräfte bezieht. Mit dem Fortschreiten der Technik ergeben sich eine große Anzahl von Möglichkeiten, vorhandene Rohwasserkräfte vollkommener auszunützen, als dies früher der Fall war. Speicheranlagen erhöhen eine Wasserkraft. Das Überleiten von einem Flußgebiet in ein anderes kann günstigere Gefälle und damit eine größere Kraft ergeben. Die Anlage von Schiffahrtskanälen und das Kanalisieren der Flüsse lassen Wasserkräfte wirtschaftlich werden, die allein nicht ausbaufähig erschienen wären. Genaue Angaben über die Wasserkräfte eines Landes können daher nur dann gemacht werden, wenn Entwürfe für die verschiedenen Flußstrecken vorliegen und die mannigfachen Ausbaumöglichkeiten eingehend erwogen sind. Nach neueren Veröffentlichungen sollen in den Ländern Europas verfügbar sein in:

Großbritannien	963 000 PS
Deutschland	1 425 000 „
der Schweiz	1 500 000 „
Italien	5 500 000 „
Österreich-Ungarn	6 460 000 „
Schweden	6 750 000 „
Norwegen	7 500 000 „
Frankreich	10 000 000 „

Darnach wäre Deutschland sehr ungünstig gestellt. Wenn nun in unserem Vaterland auch erheblich weniger Wasserkräfte vorhanden sind als in Schweden und Norwegen und insbesondere in Frankreich, so geben doch die neuesten zuverlässigen Erhebungen glücklicherweise ein anderes Bild. Preußen hat i. J. 1914 eine Arbeit veröffentlicht: „Die Wasserkräfte des Berg- und Hügellandes in Preußen und den benachbarten Staatsgebieten". Darnach waren in dem bearbeiteten Gebiet vorhanden 1 811 050 PS mittlere Jahresleistung. Hiervon waren ausgenützt 446 632,7 PS, also etwa der vierte Teil. Dabei sind die an schiffbaren Strömen, wie dem Rhein und der Weser, zu gewinnenden Kräfte und diejenigen der norddeutschen Tiefebene nicht darin enthalten. Ebenso ist das Überleiten des Wassers aus einem Flußgebiet in ein anderes und das Erhöhen der Wasserkräfte durch Aufspeichern von Wasser nicht berücksichtigt. Die angegebenen Zahlen werden sich daher erhöhen, wenn der Ausbau nach sorgfältig ausgearbeiteten Entwürfen erfolgt. Mit Rücksicht darau können die in dem Jahresdurchschnitt zu erzielenden Wasserkräfte in Preußen ohne Bedenken auf 2 Millionen PS angenommen werden.

Bayern besitzt in Deutschland die größte Zahl von Wasserkräften. Nach einer in der Abteilung für Wasserkraftausnützung und Elektrizitätsversorgung in dem Ministerium des Innern vor kurzer Zeit abgeschlossenen Arbeit sind in Bayern an Wasserkräften vorhanden über 2 Millionen PS mittlere Jahresleistung. Hiervon ist etwa der vierte Teil entweder bereits ausgebaut oder im Bau begriffen. In dieser Zahl ist nicht enthalten der Kraftgewinn, der bei dem Ausbau des Main-Donau-Kanales durch das Überleiten von Lechwasser für das Speisen dieses Kanales erzielt wird. Nach den vorläufigen Ermittelungen dürfte hierdurch eine mittlere Jahresleistung von rund 60 000 PS gewonnen werden, worüber allerdings die endgültigen Untersuchungen noch nicht abgeschlossen sind. Ebensowenig sind die durch die Anlage von Stauweihern zu gewinnenden Spitzenleistungen eingerechnet, die auf etwa 300 000 PS bewertet werden. Auch die Wasserkräfte der Pfalz mit etwa 16 000 PS sind nicht berücksichtigt. Die gesamten in Bayern zu gewinnenden Wasserkräfte sind daher nach Ausbau auch der weniger günstigen Kraftstufen nach den erwähnten staatlichen Feststellungen auf etwa 3 Millionen PS anzunehmen.

In Württemberg sollen nach amtlichen Angaben etwa 245 000 PS vorhanden sein. Auch diese Zahl wird sich durch den geplanten Ausbau des Neckar-Donau-Kanales zweifellos erhöhen. Auf seiner Strecke zwischen Mannheim und Plochingen werden allein 80 000 PS anfallen.

In Baden sind an Nutzwasserkräften 507 550 PS zu gewinnen. In dieser Zahl ist das Kraftwerk Rheinfelden nicht enthalten, ebensowenig der Anteil Badens an den Wasserkräften des Rheins von Basel bis Mannheim, worüber mit Rücksicht auf den Friedensvertrag von Versailles und die darin gegenüber Frankreich übernommenen Verpflichtungen zuverlässige Angaben zunächst nicht gemacht werden können. Der weitere Ausbau des Murgwerkes aber wird die verfügbaren Wasserkräfte erhöhen, so daß die gesamten in Baden vorhandenen Wasserkräfte sicher auf 530 000 PS durchschnittlicher Leistung anzunehmen sind.

Die sächsische Wasserbaudirektion hat nach einem Bericht an den Landtag angegeben, daß in Sachsen rund 140 000 PS ausgebaut seien und in rohen Pferdestärken bei mittlerem Arbeitswasser noch 57 700 PS ausgebaut werden könnten. Die 140 000 PS gelten nur für Vollwasser, können also nicht ganz in Rechnung gestellt werden.

Nach diesen Zahlen wird man sicher nicht zu hoch greifen, wenn man für die deutschen Länder folgende Zahlen annimmt.

Für

Preußen	2 000 000 PS
Bayern	3 000 000 „
Württemberg	300 000 „
Baden	530 000 „
Sachsen	120 000 „
Zusammen daher	5 950 000 PS

oder rund 6 Millionen PS mittlere Jahresleistung für ganz Deutschland. Dieses Ergebnis ist also ein Vielfaches der früher angegebenen Zahlen. Unser Vaterland ist daher an Wasserkräften nicht so arm, wie früher vielfach geglaubt wurde.

Zum Vergleich mit den in Deutschland auszubauenden Wasserkräften seien nach einer Aufstellung der bayerischen Landeskohlenstelle die in Deutschland bei den Eisenbahnen und der Industrie aufgestellten Dampfpferdekräfte angeführt:

Darnach waren verwertet:

Durch Eisenbahnen	7,5	Mill. PS.
im Berg- und Hüttenwesen	1,0	„ „
in der Textilindustrie	0,5	„ „
für Nahrungs- u. Genußmittel	0,4	„ „
bei der Schiffahrt	0,3	„ „
in der Industrie der Steine und Erden	0,18	„ „
in der Maschinenindustrie	0,17	„ „
in Papierfabriken	0,09	„ „
in Druckereien	0,011	„ „
zusammen	10,15	Mill. PS.

(Schluß folgt.)

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang | 30. November 1920 | Heft 22

DR.-ING. E. h. C. O. GLEIM †.

Am 1. November verschied in Hamburg im 77. Lebensjahre der weithin bekannte Zivilingenieur Dr.-Ing. E. h. C. O. Gleim. Als Sohn deutscher Eltern in NewYork geboren, kam er nach dem Ableben seines Vaters noch in seinen Knabenjahren nach Deutschland, wo er das Gymnasium in Göttingen mit dem Zeugnis der Reife verließ, um in Karlsruhe Bauingenieurwissenschaften zu studieren. Hier hat er insbesondere durch Sternberg nachhaltige Anregung erfahren. Nach einer Betätigung beim Bau von Eisenbahnlinien in Hessen trat er Ende der 60er Jahre in den Dienst der Köln-Mindener Eisenbahngesellschaft, bei der er unter Lohse beim Bau der Hamburger Eisenbahnbrücke über die Elbe hervorragend mitwirken durfte. Eine Studienreise nach den Vereinigten Staaten brachte der deutschen Ingenieurwelt als wertvollstes Ergebnis eine in der Zeitschrift des Arch.- und Ing.-Vereins zu Hannover veröffentlichte größere Arbeit über den amerikanischen Eisenbrückenbau. Nach seiner Rückkehr trat er in den Dienst der Rheinischen Eisenbahngesellschaft, in deren Kölner Zentralbüro er bis zum Jahre 1883 hervorragend tätig war, um nunmehr einem Rufe Hamburgs Folge zu leisten, woselbst er, nachdem er die Planung und Ausführung der Straßenbrücke über die Norderelbe geleitet, im Eisenbahnwesen beschäftigt war. 1893 ließ er sich als beratender Ingenieur in Hamburg nieder und war als solcher bis zu seinem Lebensende unermüdlich tätig. Er lieferte meisterhafte Entwürfe für den Neu- und Umbau von Bahnhofsanlagen für die Städte Basel, Falun, Gefle, Göteborg, Helsingfors, Kopenhagen, Kristiania, Lund, Malmö, Oerebro, St. Petersburg, Stockholm, Upsala, Wiborg und Zürich. Von diesen Entwürfen erhielten die für Kopenhagen, Kristiania und Stockholm erste Preise im internationalen Wettbewerb. In Deutschland wurde er in eisenbahntechnischen Fragen als Sachverständiger oft zu Rate gezogen, so von den Städten Braunschweig, Darmstadt, Dortmund, Göttingen, Herne, Karlsruhe, Lübeck, Mülhausen i. Els., Osnabrück und Pforzheim. Wie im Kleinbahnwesen überhaupt, so hat er auch in Hamburg sich bei der Frage der Stadtschnellbahn große Verdienste erworben, ist es doch ihm in erster Linie zu verdanken, daß dort an Stelle einer geplanten Schwebebahn die Hoch- und Untergrundbahn gebaut wurde. Die Bergedorf-Geesthachter und Vierländer Eisenbahn, die Billwärder-Industriebahn sind in der Hauptsache seiner Anregung und Arbeit zu verdanken.

Fürwahr, ein selten reiches Leben hat mit Gleims Tod seinen Abschluß gefunden. Durch seine Arbeiten auf eisenbahntechnischem Gebiet hatte Gleim einen Weltruf erlangt und auch seinerseits erheblich dazu beigetragen, daß die Meinung des Auslandes von der unbedingten Überlegenheit englischer Eisenbahntechnik zugunsten deutschen Könnens umgeschlagen ist. In Anerkennung dieser Verdienste ernannte ihn die Technische Hochschule Dresden zum Dr.-Ing. E. h.

Und ebenso hoch wie als Fachmann war Gleim als Mensch gewertet. Ein freier, unabhängiger, aufrechter Mann, ein treuer Freund von großer, ja übergroßer Herzensgüte, ein nie erlahmender Förderer aller fachlichen Bestrebungen, von vornehmster Gesinnung, stets seine Person in den Hintergrund treten lassend: so rundet sich das Bild des uns Entrissenen zu einem leuchtenden Vorbilde! H. Engels.

DIE LÖSUNG DES PILZDECKENPROBLEMS DURCH FOURIERSCHE REIHEN[1].

Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Privatdozent der Technischen Hochschule Berlin.

A. Der Fall gleichmäßig verteilter Last.

Gegeben ist eine rechteckige Platte mit den Seitenlängen 2 a und 2 b, die in der Mitte auf einem Säulenkopf von rechteckigem Grundriß mit den Seiten $2\alpha a$ und $2\beta b$, die den Seiten 2 a und 2 b parallel sind, aufruht. Die Rechteckplatte trägt die gleichmäßig verteilte Last p (bezogen auf die Flächeneinheit), der eine ebenfalls gleichmäßig verteilt angenommene Säulenreaktion $-p\frac{1}{\alpha\beta}$ entgegenwirkt. Dieses Deckenelement steht mit gleichen Elementen so in Verbindung, daß die Verbiegungsfläche bei Annahme des Koordinatensystems x, y der Abb. 1 für $x = o$ und $x = \pm a$, $y = o$ und $y = \pm b$ horizontale Tangenten hat und die Querkraft längs dieser Geraden verschwindet.

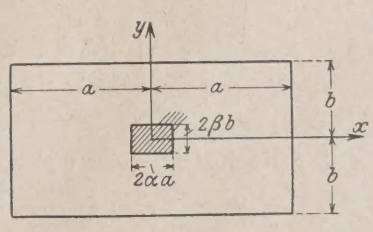


Abb. 1.

Mathematisch formuliert lauten diese Bedingungen:

Ist $w = f(x, y)$ die Gleichung der Verbiegungsfläche, so muß

[1]) Aus der von der Bauingenieurabteilung der Technischen Hochschule zu Berlin angenommenen Habilitationsschrift des Verfassers, die der Zeitverhältnisse wegen vorläufig nicht gedruckt werden kann.

$\frac{\partial w}{\partial x} = 0$ und $v_x = \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} = 0$ sein für $x = 0$ und $x = a$ (1

$\frac{\partial w}{\partial y} = 0$ und $v_y = \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} + \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} = 0$ sein für $y = 0$ und $y = b$ (2

$$w = 0 \text{ für } x = y = 0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3$$

Außerdem muß in jedem Punkte x, y der Ebene die partielle Differentialgleichung der ebenen Platte erfüllt sein:

$$D\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right) = p(x, y) \quad \ldots\ldots \quad (4$$

wo

$$D = \frac{m^2 E J}{m^2 - 1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5$$

(m = Poissonsche Konstante, E = Elastizitätsmodul, J = Querschnittsträgheitsmoment für die Längeneinheit) und p(x, y) die oben bezeichnete Lastverteilung als Funktion von x, y bezeichnet.

Die Funktion p(x, y) soll zunächst in Fouriersche Reihen entwickelt werden, und zwar sei:

$$p(x, y) = \frac{1}{2} Y_0 + \sum_{m=1}^{\infty} Y_m \cos m\pi \frac{x}{a} \quad \ldots\ldots \quad (6$$

also eine Fouriersche Reihe, deren Koeffizienten Y_m jedoch Funktionen von y und ebenfalls Fouriersche Reihen sind:

$$Y_m = \frac{1}{2} c_{m0} + \sum_{n=1}^{\infty} c_{mn} \cos n\pi \frac{y}{b} \quad \ldots\ldots \quad (6a$$

Setzt man $\xi = \pi \frac{x}{a}$ und $\eta = \pi \frac{y}{b}$, so

$$p(\xi, \eta) = \frac{1}{2} Y_0 + Y_1 \cos\xi + Y_2 \cos 2\xi + Y_3 \cos 3\xi + \cdots \quad (6$$

Die Koeffizienten Y dieser Reihe müssen so gewählt werden, daß für

$0 < \xi < \pi\alpha$ und $0 < \eta < \pi\beta$ die Funktion $p(\xi, \eta) = -p\left(\frac{1}{\alpha\beta} - 1\right)$

$\pi\alpha < \xi < \pi$ „ $0 < \eta < \pi\beta$ „ „ } $p(\xi, \eta) = p$
$\pi\alpha < \xi < \pi$ „ $\pi\beta < \eta < \pi$ „ „ }

wird. Nach der Fourierschen Koeffizientenbestimmung wird demnach:

für $0 < \eta < \pi\beta$:

$$Y_m = \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi\alpha} -p\left(\frac{1}{\alpha\beta} - 1\right) \cos m\xi \, d\xi + \int_{\pi\alpha}^{\pi} \frac{2}{\pi} p \cos m\xi \, d\xi$$

$$Y_m = -\frac{2p}{m\pi} \cdot \frac{1}{\alpha\beta} \sin(m\pi\alpha)$$

jedoch

$$Y_0 = \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi\alpha} -p\left(\frac{1}{\alpha\beta} - 1\right) d\xi + \frac{2}{\pi} \int_{\pi\alpha}^{\pi} p \, d\xi = 2p\left(1 - \frac{1}{\beta}\right) \quad (7$$

für $\pi\beta < \eta < \pi$:

$$Y_0 = 2p$$
$$Y_1 = Y_2 = \cdots = Y_m = 0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (8$$

Die Y werden nun ihrerseits wieder in die Reihen (6a) entwickelt.

Die Koeffizienten der ersten Reihe Y_0:

$$Y_0 = \frac{1}{2} c_{00} + c_{01} \cos\eta + c_{02} \cos 2\eta + \cdots \quad \ldots\ldots \quad (9$$

müssen so bestimmt werden, daß Y_0 die Werte

$$2p\left(1 - \frac{1}{\beta}\right) \text{ für } 0 < \eta < \pi\beta \text{ und } 2p \text{ für } \pi\beta < \eta < \pi$$

nach (7) und (8) annimmt. Demnach wird:

$$c_{00} = \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi\beta} 2p\left(1 - \frac{1}{\beta}\right) d\eta + \frac{2}{\pi} \int_{\pi\beta}^{\pi} 2p \, d\eta = 0$$

$$c_{0n} = \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi\beta} 2p\left(1 - \frac{1}{\beta}\right) \cos n\eta \, d\eta + \frac{2}{\pi} \int_{\pi\beta}^{\pi} 2p \cos n\eta \, d\eta$$
$$= -\frac{4p}{n\pi} \cdot \frac{1}{\beta} \sin n\pi\beta \quad (10$$

Die ersten Glieder der folgenden Reihen für $Y_1, Y_2, \cdots, Y_m$ nämlich $c_{10}, c_{20}, c_{30}, \cdots, c_{m0}$ werden, da Y_m nach (7) und (8) die Werte

$$Y_m = -\frac{2p}{m\pi} \cdot \frac{1}{\alpha\beta} \sin(m\pi\alpha) \text{ für } 0 < \eta < \pi\beta$$
bzw. $Y_m = 0$ „ $\pi\beta < \eta < \pi$

annehmen soll:

$$c_{m0} = \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi\beta} -\frac{2p}{m\pi} \cdot \frac{1}{\alpha\beta} \sin(m\pi\alpha) \, d\eta = -\frac{2p}{m\pi} \cdot \frac{1}{\alpha} \sin(m\pi\alpha) \quad (11$$

Die übrigen Koeffizienten dieser Reihen $c_{11}, c_{12}, c_{13}, \cdots, c_{1n}$ für Y_1, $c_{21}, c_{22}, c_{23}, \cdots, c_{2n}$ für Y_2, $c_{m1}, c_{m2}, \cdots, c_{mn}$ für Y_m müssen so bestimmt werden, daß $Y_m = -\frac{2p}{m\pi} \cdot \frac{1}{\alpha\beta} \sin m\pi\alpha$ für $0 < \eta < \pi\beta$ und $Y_m = 0$ für $\pi\beta < \eta < \pi$ wird:

$$c_{mn} = \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi\beta} -\frac{2p}{m\pi} \cdot \frac{1}{\alpha\beta} \sin m\pi\alpha \cos n\eta \, d\eta$$
$$= -\frac{4p}{mn\pi^2} \cdot \frac{1}{\alpha\beta} \sin m\pi\alpha \sin n\pi\beta \quad (12$$

Die Reihe

$$p(\xi, \eta) = \frac{1}{2} Y_0 + Y_1 \cos\xi + Y_2 \cos 2\xi + \cdots + Y_m \cos m\xi + \cdots$$
$$= \frac{1}{2}(c_{01} \cos\eta + c_{02} \cos 2\eta + c_{03} \cos 3\eta + \cdots)$$
$$+ (c_{11} \cos\eta + c_{12} \cos 2\eta + c_{13} \cos 3\eta + \cdots) \cos\xi$$
$$+ (c_{21} \cos\eta + c_{22} \cos 2\eta + c_{23} \cos 3\eta + \cdots) \cos 2\xi$$
$$+ \cdots$$

nimmt damit die Gestalt an:

$$p(\xi, \eta) = -\sum_{m=1}^{\infty} \frac{2p}{m\pi} \cdot \frac{1}{\alpha} \sin m\pi\alpha \cos m\xi$$
$$-\sum_{n=1}^{\infty} \frac{2p}{n\pi} \cdot \frac{1}{\beta} \sin n\pi\beta \cos n\eta$$
$$-\sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4p}{mn\pi^2} \cdot \frac{1}{\alpha\beta} \sin m\pi\alpha \sin n\pi\beta \cos m\xi \cos n\eta \quad (13$$

Der erste $\sum$-Ausdruck in dieser Funktion $p(\xi, \eta)$ ist eine Funktion von ξ allein und der zweite eine Funktion von η allein, während der dritte $\sum\sum$-Ausdruck das Produkt der beiden ersten ist, so daß (13), wenn $\varphi(\xi)$ und $\psi(\eta)$ die beiden ersteren $\sum$-Ausdrücke bedeuten, $p(\xi, \eta)$ auch in der Form:

$$p(\xi, \eta) = \varphi(\xi) + \psi(\eta) - \frac{1}{p} \varphi(\xi) \psi(\eta) \quad \ldots\ldots \quad (14$$

darstellbar ist.

In der nebenstehenden Abb. 2 ist der Verlauf der beiden Funktionen $\varphi(\xi)$ und $\psi(\eta)$ angedeutet. Die rechteckige Platte

wird entsprechend der verschiedenen Schraffierung in der Abb. 2 in 9 Felder geteilt. In der Mitte über dem Säulengrundriß (doppelt schraffiert) herrscht nach (14):

$$p\left[-\left(\frac{1}{\alpha}-1\right)-\left(\frac{1}{\beta}-1\right)-\left(\frac{1}{\alpha}-1\right)\left(\frac{1}{\beta}-1\right)\right]=\left(\frac{1}{\alpha\beta}-1\right)p$$

in einem schraffierten Feld:

$$p\left[-\left(\frac{1}{\alpha}-1\right)+1+1\left(\frac{1}{\alpha}-1\right)\right]=p$$

bzw.:

$$p\left[-\left(\frac{1}{\beta}-1\right)+1+1\left(\frac{1}{\beta}-1\right)\right]=p$$

was verlangt wurde. Für $0<\xi<\pi\alpha$ ist der Wert von $\varphi(\xi)$ wirklich $-p\left(\frac{1}{\alpha}-1\right)$,

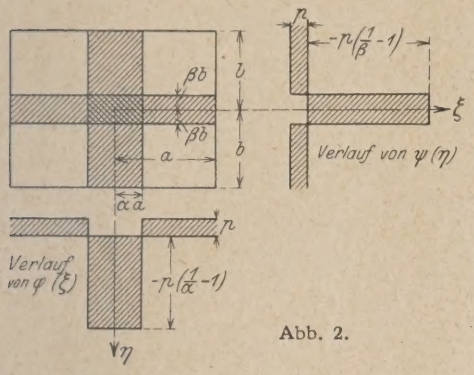


Abb. 2.

wie man aus Vergleich der Koeffizienten dieser Reihe mit denen der Reihe (6), die in (7) stehen, erkennt. Die Summe der Reihe (6) ist $-p\left(\frac{1}{\alpha\beta}-1\right)$. Die Koeffizienten von $\varphi(\xi)$ unterscheiden sich von denen der Reihe (6) durch den Faktor $\frac{1}{\beta}$ und den Summanden $\frac{1}{2}Y_0=p\left(1-\frac{1}{\beta}\right)$. Für $0<\xi<\alpha\pi$ wird:

$$\frac{1}{p}\varphi(\xi)=-\left(\frac{1}{\alpha\beta}-1\right)\beta-\left(1-\frac{1}{\beta}\right)\beta=-\left(\frac{1}{\alpha}-1\right).$$

Nachdem so die Lastverteilung $p(\xi,\eta)$ nach Fourierschen Reihen entwickelt ist, ist es leicht, die Lösung der Differentialgleichung (4), die allen Randbedingungen (1), (2), (3) genügt, anzugeben, nachdem, abgesehen von der vorstehenden Reihenentwicklung, schon andere Forscher ähnliche Wege bei Lösung des Problems der vierseitig aufliegenden Rechteckplatte gewandelt sind[2]). Es ist nämlich:

$$\left.\begin{aligned}\pi^4 D w = c &- \sum_{m=1}^{\infty}\frac{2p}{m\pi\alpha}\cdot\frac{\sin m\pi\alpha}{\frac{m^4}{a^4}}\cos m\xi\\ &-\sum_{n=1}^{\infty}\frac{2p}{n\pi\beta}\cdot\frac{\sin n\pi\beta}{\frac{n^4}{b^4}}\cos n\eta\\ &-\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{4p}{m^2n^2\alpha\beta}\cdot\frac{\sin m\pi\alpha\sin n\pi\beta}{\frac{m^4}{a^4}+\frac{2m^2n^2}{a^2b^2}+\frac{n^4}{b^4}}\cos m\xi\cos n\eta\end{aligned}\right\}\quad(15)$$

[2]) Clebsch-Ausgabe, Note des § 72 von Saint-Venant. — Love, Lehrbuch d. Elastizität, deutsch v. Timpe, S. 564.

In der Praxis interessieren hauptsächlich die Biegungsmomente an der Stütze (Punkt S) (Abb. 3), in der Stützenmitte (Punkt A bzw. B in der Mitte zwischen zwei um die Strecke 2 a bzw. 2 b voneinander entfernten benachbarten Stützen) und in der Feldmitte (Punkt F). Die an diesen Punkten herrschenden Momente und Querkräfte seien M und Q mit der Punktbezeichnung und den kleinen Buchstaben x oder y zur Angabe des Wirkungsquerschnittes (x = const., y = const.) als Zeiger. Man unterscheidet demnach:

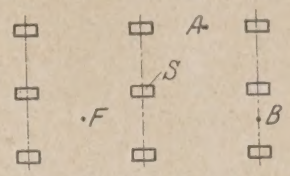


Abb. 3.

M_{A_x}, M_{A_y}; M_{B_x}, M_{B_y}; M_{F_x}, M_{F_y}; M_{S_x}, M_{S_y} und ebenso Q_{A_x} usw.

An einer Stelle x_1, y_1 wirken pro Längeneinheit der Querschnittsebenen $x=x_1$ und $y=y_1$ die Momente (vgl. Love, d. Gl. S. 534 und S. 548):

$$\left.\begin{aligned}M_x&=-D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)\\ M_y&=-D\left(\mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)\end{aligned}\right\}\quad\ldots\ldots\quad(16)$$

$$\left.\begin{aligned}Q_x&=-D\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)\\ Q_y&=-D\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)\end{aligned}\right\}\quad\ldots\ldots\quad(17)$$

wo μ die Reziproke der Poissonschen Konstante ist.

Durch Anwendung von (16) und (17) auf Formel (15) erhält man, wenn $\varkappa=\frac{a}{b}$, $\lambda=\frac{b}{a}$:

$$M_x=-p\,a^2\frac{2}{\pi^2}\left[\sum\frac{\sin m\pi\alpha}{m\pi\alpha}\cdot\frac{\cos m\pi\frac{x}{a}}{m^2}+\frac{\mu}{\varkappa^2}\sum\frac{\sin n\pi\beta}{n\pi\beta}\cdot\frac{\cos n\pi\frac{y}{b}}{n^2}+\sum\sum\frac{2\sin m\pi\alpha\sin n\pi\beta}{m\pi\alpha\,n\pi\beta}\cdot\frac{m^2+\mu\varkappa^2n^2}{(m^2+\varkappa^2n^2)^2}\cos\frac{m\pi x}{a}\cos\frac{n\pi y}{b}\right]\quad(18$$

$$M_y=-p\,b^2\frac{2}{\pi^2}\left[\frac{\mu}{\lambda^2}\sum\frac{\sin m\pi\alpha}{m\pi\alpha}\cdot\frac{\cos m\pi\frac{x}{a}}{m^2}+\sum\frac{\sin n\pi\beta}{n\pi\beta}\cdot\frac{\cos n\pi\frac{y}{b}}{n^2}+\sum\sum\frac{2\sin m\pi\alpha\sin n\pi\beta}{m\pi\alpha\,n\pi\beta}\cdot\frac{\mu\lambda^2m^2+n^2}{(\lambda^2m^2+n^2)^2}\cos\frac{m\pi x}{a}\cos\frac{n\pi y}{b}\right]\quad(19$$

$$Q_x=p\,a\frac{2}{\pi}\left[\sum\frac{\sin m\pi\alpha}{m\pi\alpha}\cdot\frac{\sin m\pi\frac{x}{a}}{m}+\sum\sum\frac{2\sin m\pi\alpha\sin n\pi\beta}{m\pi\alpha\,n\pi\beta}\cdot\frac{m}{m^2+\varkappa^2n^2}\sin\frac{m\pi x}{a}\cos\frac{n\pi y}{b}\right]\quad\ldots\ldots\quad(20$$

$$Q_y=p\,b\frac{2}{\pi}\left[\sum\frac{\sin n\pi\beta}{n\pi\beta}\cdot\frac{\sin n\pi\frac{y}{b}}{n}+\sum\sum\frac{2\sin m\pi\alpha\sin n\pi\beta}{m\pi\alpha\,n\pi\beta}\cdot\frac{n}{\lambda^2m^2+n^2}\cos\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b}\right]\quad\ldots\ldots\quad(21$$

Die einfachen Summen $\sum$ in den Formeln (18) bis (21) lassen sich in geschlossener Form schreiben. Nach (13) und (14) ist

$$-2\sum\frac{\sin m\pi\alpha}{m\pi\alpha}\cos\frac{m\pi x}{a}\begin{cases}=-\left(\frac{1}{\alpha}-1\right)\text{ für }0<x<\alpha a\\ =1\qquad\quad\text{„ }\alpha a<x<a\end{cases}\quad(22$$

Durch dreimaliges Integrieren von 0 bis x wird:

$$2\sum\frac{\sin m\pi\alpha}{m\pi\alpha}\cdot\frac{a^3}{\pi^3m^3}\sin\frac{m\pi x}{a}-2x\sum\frac{\sin m\pi\alpha}{m\pi\alpha}\cdot\frac{a^2}{\pi^2m^2}$$
$$=-\left(\frac{1}{\alpha}-1\right)\frac{\alpha^3a^3}{6}+\frac{\alpha a^2}{2}(x-\alpha a)-a\frac{x^2}{2}+\frac{x^3}{6}-\frac{\alpha^3a^3}{6}+\frac{\alpha^2a^3}{2}$$

Für $x=a$ muß das erste Summenglied verschwinden und es wird:

$$\sum\frac{\sin m\pi\alpha}{m\pi\alpha}\cdot\frac{1}{m^2}=\frac{\pi^2}{2}\left(-\frac{\alpha}{2}+\frac{\alpha^2}{6}+\frac{1}{3}\right)\quad\ldots\quad(23$$

und aus der zweiten Integration:

$$\sum \frac{\sin m\pi\alpha}{m\pi\alpha}\cdot\frac{\cos m\pi\frac{x}{a}}{m^2} = \frac{\pi^2}{2}\left(-\frac{\alpha}{2}+\frac{\alpha^2}{6}+\frac{1}{3}-\frac{1}{2}\left[\frac{1}{\alpha}-1\right]\left(\frac{x}{a}\right)^2\right) \quad \text{von 0 bis } \alpha a$$

$$= \frac{\pi^2}{2}\left(\frac{\alpha^2}{6}+\frac{1}{3}-\frac{x}{a}+\frac{1}{2}\left(\frac{x}{a}\right)^2\right) \quad \text{von } \alpha a \text{ bis } a. \qquad (24$$

Formel (24) stellt die Momentenlinie für die durch (22) angegebene Belastung dar.

B. Feldweise Belastung.

Die in Abb. 4 dargestellte, nach der x- und y-Richtung in derselben Weise wie früher unendlich weit sich erstreckende Pilzdecke sei nur in einzelnen Deckenfeldern belastet. Der unter A dargelegten Berechnungsmethode mit Fourierschen Reihen sind dann 2 Belastungsfälle zugänglich. Beide Belastungsfälle sind nach Achsen symmetrisch, die unter 4 a bzw. 4 b voneinander entfernt liegen, während die Symmetrieachsen im früher behandelten Fall um 2a bzw. 2b voneinander entfernt waren. Die beiden Belastungsfälle entstehendadurch, daß man sich entweder die schraffierten Felder oder die weißen Felder der Abb. 4 mit der gleichmäßigen Flächen last p belegt denkt. Da nach 4 a bzw. 4b jedesmal der gleiche Zustand angetroffen wird, muß die Funktion p(x, y) nach $\cos m\pi\frac{x}{2a}$ bzw. $\cos n\pi\frac{y}{2b}$ entwickelbar sein. Wählt man das Koordinatensystem im Gegensatz zu früher mit dem Ursprung in Feldmitte, so erhält man im Falle der Belastung der schraffierten Felder der Abb. 4.

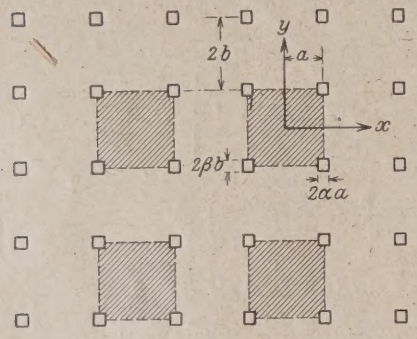


Abb. 4.

$$p(x, y) = \frac{1}{2}Y_0 + Y_1\cos\pi\frac{x}{2a} + Y_2\cos 2\pi\frac{x}{2a} + \cdots \qquad (1$$

wo $$Y_0 = \frac{1}{2}c_{00} + c_{01}\cos\pi\frac{y}{2b} + c_{02}\cos 2\pi\frac{y}{2b} + \cdots$$

$$Y_m = \frac{1}{2}c_{m0} + \sum_{n=1}^{\infty} c_{mn}\cos n\pi\frac{y}{2b} \quad \ldots\ldots \qquad (2$$

Für die Berechnung der Konstanten ist zu beachten:

Zur Abkürzung: $\xi = \frac{\pi x}{2a}$, $\eta = \frac{\pi y}{2b}$.

Für $0 < \eta < \frac{\pi}{2}(1-\beta)$ und

$0 < \xi < \frac{\pi}{2}$ ist $p(\xi, \eta) = p$

$\frac{\pi}{2} < \xi < \pi$ ist $p(\xi, \eta) = 0$.

Für $\frac{\pi}{2}(1-\beta) < \eta < \frac{\pi}{2}$ und

$0 < \xi < \frac{\pi}{2}(1-\alpha)$ ist $p(\xi, \eta) = p$

$\frac{\pi}{2}(1-\alpha) < \xi < \frac{\pi}{2}(1+\alpha)$ ist $p(\xi, \eta) = \frac{p}{4}\left(1-\frac{1}{\alpha\beta}\right)$

$\frac{\pi}{2}(1+\alpha) < \xi < \pi$ ist $p(\xi, \eta) = 0$.

Für $\frac{\eta}{2}(1+\beta) < \eta < \pi$ und

$0 < \xi < \pi$ ist $p(\xi, \eta) = 0$.

Nach dem Bildungsgesetz für Konstante Fourierscher Reihen wird:

Für $0 < \eta < \frac{\pi}{2}(1-\beta)$:

$$Y_0 = \frac{2}{\pi}\int_0^{\pi/2} p\,d\xi = p$$

$$Y_m = \frac{2}{\pi}\int_0^{\pi/2} p\cos m\xi\,d\xi = \frac{2p}{m\pi}\sin m\frac{\pi}{2}$$

für $\frac{\pi}{2}(1-\beta) < \eta < \frac{\pi}{2}$:

$$Y_0 = \frac{2}{\pi}\int_0^{\frac{\pi}{2}(1-\alpha)} p\,d\xi + \frac{2}{\pi}\int_{\frac{\pi}{2}(1-\alpha)}^{\frac{\pi}{2}(1+\alpha)} \frac{p}{4}\left(1-\frac{1}{\alpha\beta}\right)d\xi = p\left(1-\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{2\beta}\right);$$

$$Y_m = \frac{2}{\pi}\int_0^{\frac{\pi}{2}(1-\alpha)} p\cos m\xi\,d\xi + \frac{2}{\pi}\int_{\frac{\pi}{2}(1-\alpha)}^{\frac{\pi}{2}(1+\alpha)} \frac{p}{4}\left(1-\frac{1}{\alpha\beta}\right)\cos m\xi\,d\xi$$

$$= \frac{2p}{m\pi}\left\{\left(\frac{3}{4}+\frac{1}{4\alpha\beta}\right)\sin\frac{m\pi}{2}(1-\alpha) + \left(\frac{1}{4}-\frac{1}{4\alpha\beta}\right)\sin\frac{m\pi}{2}(1+\alpha)\right\}$$

für $\frac{\pi}{2} < \eta < \frac{\pi}{2}(1+\beta)$:

$$Y_0 = \frac{2}{\pi}\int_{\frac{\pi}{2}(1-\alpha)}^{\frac{\pi}{2}(1+\alpha)} \frac{p}{4}\left(1-\frac{1}{\alpha\beta}\right)d\xi = p\left(\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{2\beta}\right);$$

$$Y_m = \frac{2}{\pi}\int_{\frac{\pi}{2}(1-\alpha)}^{\frac{\pi}{2}(1+\alpha)} \frac{p}{4}\left(1-\frac{1}{\alpha\beta}\right)\cos m\xi\,d\xi$$

$$= \frac{2p}{m\pi}\left(\frac{1}{4}-\frac{1}{4\alpha\beta}\right)\left(\sin m\frac{\pi}{2}(1+\alpha) - \sin m\frac{\pi}{2}(1-\alpha)\right).$$

für $\frac{\pi}{2}(1+\beta) < \eta < \pi$:

$$Y_0 = Y_m = 0.$$

Die $Y_0, Y_1, \cdots, Y_m$ sind jetzt nach (2) weiter zu entwickeln.

$$c_{00} = \frac{2}{\pi}\int_0^{\frac{\pi}{2}(1-\beta)} p\,d\eta + \frac{2}{\pi}\int_{\frac{\pi}{2}(1-\beta)}^{\pi/2} p\left(1-\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{2\beta}\right)d\eta + \frac{2}{\pi}\int_{\pi/2}^{\frac{\pi}{2}(1+\beta)} p\left(\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{2\beta}\right)d\eta = (1-\beta)\,p + \left(1-\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{2\beta}\right)\beta\,p + \left(\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{2\beta}\right)\beta\,p = o.$$

$$c_{0n} = \frac{2}{\pi}\int_0^{\frac{\pi}{2}(1-\beta)} p\cos n\eta\,d\eta + \frac{2}{\pi}\int_{\frac{\pi}{2}(1-\beta)}^{\pi/2} p\left(1-\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{2\beta}\right)\cos n\eta\,d\eta + \frac{2}{\pi}\int_{\pi/2}^{\frac{\pi}{2}(1+\beta)} p\left(\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{2\beta}\right)\cos n\eta\,d\eta$$

$$= \frac{2p}{n\pi}\left[\sin n\frac{\pi}{2}(1-\beta) + \left(1-\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{2\beta}\right)\left(\sin n\frac{\pi}{2} - \sin n\frac{\pi}{2}(1-\beta)\right) + \left(\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{2\beta}\right)\left(\sin n\frac{\pi}{2}(1+\beta) - \sin n\frac{\pi}{2}\right)\right]$$

$$3) = \frac{2p}{n\pi}\left[\left(\frac{\alpha}{2}+\frac{1}{2\beta}\right)\sin n\frac{\pi}{2}(1-\beta) + \left(\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{2\beta}\right)\sin n\frac{\pi}{2}(1+\beta) + (1-\alpha)\sin n\frac{\pi}{2}\right].$$

$$c_{m0} = \frac{2}{\pi}\int_0^{\frac{\pi}{2}(1-\beta)} \frac{2p}{m\pi}\sin m\frac{\pi}{2}\,d\eta + \frac{2}{\pi}\int_{\frac{\pi}{2}(1-\beta)}^{\pi/2} \frac{2p}{m\pi}\left\{\ \right\}d\eta + \frac{2}{\pi}\int_{\pi/2}^{\frac{\pi}{2}(1-\beta)} \frac{2p}{m\pi}(\ )\cdot(\ )\,d\eta$$

$$= \frac{2p}{m\pi}\left[(1-\beta)\sin m\frac{\pi}{2} + \beta\left\{\left(\frac{3}{4}+\frac{1}{4\alpha\beta}\right)\sin m\frac{\pi}{2}(1-\alpha) + \left(\frac{1}{4}-\frac{1}{4\alpha\beta}\right)\sin\frac{m\pi}{2}(1+\alpha)\right\} + \beta\left(\frac{1}{4}-\frac{1}{4\alpha\beta}\right)\left(\sin\frac{m\pi}{2}(1+\alpha) - \sin\frac{m\pi}{2}(1-\alpha)\right)\right]$$

$$4) = \frac{2p}{m\pi}\left[\left(\frac{\beta}{2}+\frac{1}{2\alpha}\right)\sin m\frac{\pi}{2}(1-\alpha) + \left(\frac{\beta}{2}-\frac{1}{2\alpha}\right)\sin m\frac{\pi}{2}(1+\alpha) + (1-\beta)\sin m\frac{\pi}{2}\right].$$

$$c_{mn} = \frac{2}{\pi}\int_0^{\frac{\pi}{2}(1-\beta)} \frac{2p}{m\pi}\sin m\frac{\pi}{2}\cos n\eta\,d\eta + \frac{2}{\pi}\int_{\frac{\pi}{2}(1-\beta)}^{\pi/2} \frac{2p}{m\pi}\left\{\ \right\}\cos n\eta\,d\eta + \frac{2}{\pi}\int_{\pi/2}^{\frac{\pi}{2}(1+\beta)} \frac{2p}{m\pi}(\ )\cdot(\ )\cos n\eta\,d\eta$$

$$= \frac{4p}{m\,n\,\pi^2}\left(\sin m\frac{\pi}{2}\sin n\frac{\pi}{2}(1-\beta) + \left\{\ \right\}\left(\sin n\frac{\pi}{2} - \sin n\frac{\pi}{2}(1-\beta)\right) + (\ )\cdot(\ )\left(\sin n\frac{\pi}{2}(1+\beta) - \sin n\frac{\pi}{2}\right)\right)$$

$$5) = \frac{4p}{m\,n\,\pi^2}\left(-\left[\left(\frac{3}{4}+\frac{1}{4\alpha\beta}\right)\sin m\frac{\pi}{2}(1-\alpha) + \left(\frac{1}{4}-\frac{1}{4\alpha\beta}\right)\sin m\frac{\pi}{2}(1+\alpha) - \sin m\frac{\pi}{2}\right]\sin n\frac{\pi}{2}(1-\beta)\right.$$
$$\left. + \left(\frac{1}{4}-\frac{1}{4\alpha\beta}\right)\left(\sin m\frac{\pi}{2}(1+\alpha) - \sin m\frac{\pi}{2}(1-\alpha)\right)\sin n\frac{\pi}{2}(1+\beta) + \sin m\frac{\pi}{2}(1-\alpha)\sin n\frac{\pi}{2}\right).$$

Nunmehr wird analog der Formel (15) unter A:

$$6)\quad \frac{1}{16}\pi^4 D\,w = C + \frac{1}{2}\sum c_{m0}\frac{\cos m\xi}{\frac{m^4}{a^4}} + \frac{1}{2}\sum c_{0n}\frac{\cos n\eta}{\frac{n^4}{b^4}} + \sum\sum c_{mn}\frac{\cos m\xi\cos n\eta}{\left(\frac{m^2}{a^2}+\frac{n^2}{b^2}\right)^2},$$

wo C so zu wählen ist, daß w für $x = \pm a$, $y = \pm b$ verschwindet. Die Momente werden analog (18) von A:

$$7)\quad M_x = +p\,a^2\frac{4}{\pi^2}\left\{\frac{1}{2}\sum\left(c_{m0}\frac{\cos m\xi}{m^2} + \frac{\mu}{2\varkappa^2}\sum c_{0n}\frac{\cos n\eta}{n^2}\right) + \sum\sum\left(c_{mn}\frac{m^2+\mu\varkappa^2n^2}{(m^2+\varkappa^2n^2)^2}\cos m\xi\cos n\eta\right)\right\}$$

und M_y entsprechend durch Vertauschung.

Es interessiert hier allein das Moment in Feldmitte, und zwar in dem belasteten Feld mit den Koordinaten o, o und in dem unbelasteten Feld mit den Koordinaten 2 a, 2 b.

Ergebnis.

Es wird eine Lösung des Pilzdeckenproblems durch trigonometrische Reihen gegeben. Im Gegensatz zu den trigonometrischen Ansätzen für die Durchbiegungsfläche anderer Autoren[3]), die ein stark abweichendes Lastbild treffen und deshalb für die vorgesehene gleichmäßige Belastung zu fehlerhaften Momentenwerten, besonders in Nähe der Stütze gelangen, ist der Ansatz des Verfassers nicht willkürlich, sondern wird aus Fourierschen Entwicklungen der vorgesehenen Belastungen planmäßig abgeleitet.

Zum ersten Male sei auch eine nach Formel (15) und (18) unter Teil A errechnete Tabelle der Ordinaten der Durchbiegungs- und Momenten- bzw. Krümmungsflächen einer unendlich ausgedehnten quadratisch punktförmig unterstützten durchgehend belasteten Pilzplatte angegeben.

[3]) Hager, Vorlesungen über Eisenbeton, München 1914. Föppl, Drang und Zwang, München 1920.

Durchbiegung $w = \frac{p\,a^4}{D} \times$ Tabellenzahl, wo $D = \frac{m^2 E J}{m^2 - 1}$

η	$\xi = 0{,}0$	0,25	0,50	0,75	1,00
0,0	0,000 000	0,017 473	0,043 124	0,062 422	0,069 447
0,25	0,017 473	0,028 532	0,049 543	0,066 710	0 072 966
0,50	0,043 124	0,049 543	0,063 655	0,076 338	0,081 276
0,75	0,062 422	0,066 710	0,076 338	0,085 608	0,089 393
1,00	0,069 447	0,072 966	0,081 276	0,089 393	0,092 655

Biegungsmoment $M_x = -D\,p\,a^2 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = p\,a^2 \times$ Tabellenzahl für $m = \infty$

η	$\xi = 0{,}0$	0,25	0,50	0,75	1,00
0,0	$-\infty$	− 0,1482	0,1199	0,2029	0,2283
0,25	− 0,4445	− 0,1588	0,0787	0,1815	0,2082
0,50	− 0,2714	− 0,1191	0,0257	0,1297	0,1638
0,75	− 0,1973	− 0,0680	0,0047	0,0920	0,1271
1,00	− 0,1655	− 0,0757	− 0,0009	0,0848	0,1047

M_y erhält man durch Vertauschung. Momente für andere Werte der Poissonschen Konstanten m werden nach (16) gebildet, z. B. erhält man für $m = {}^{10}/_{3}$ in der Mitte des Feldes:

$$M_{xF} = (0{,}1047 + 0{,}3 \cdot 0{,}1047)\,p\,a^2 = 0{,}1361\,p\,a^2$$

und für die Stützenmitte $\eta = 0$, $\xi = 1{,}0$:

$$M_{xA} = (0{,}2283 - 0{,}3 \cdot 0{,}1655) = 0{,}1786\,p\,a^2.$$

DIE ENTWICKLUNG DER GROSSEN STAUDÄMME FÜR TALSPERREN.

überschreibt Jacquinot einen Auszug mit eigenen Anmerkungen im März/April-Heft 1920 der Annales des Ponts et Chaussées aus einem gleichnamigen Aufsatz M. Luiggis, der 1914 in den Annalen des italienischen Ing.- und Arch.-Vereins erschienen ist. Das Bemerkenswerteste und das Neue aus ihm sei hierunter kurz wiedergegeben.

I. Die Staudämme in Erde.

Jacquinot bemerkt dazu: In Frankreich gibt man seit 1914 der wasserseitigen Böschung der Erddämme nicht mehr eine durchgehende Neigung von 1:1½, sondern führt den Böschungsfuß zufolge gemachter Erfahrungen flacher aus.

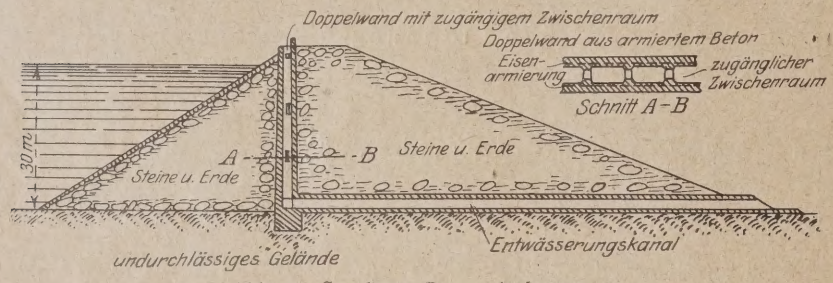


Abb. 1. Staudamm Bauart Ambursen.

Denn man fand, das Abwalzen der geschütteten Schichten verdichtet diese, vermehrt aber nicht ihre Standsicherheit. Kalk verwendet man in Frankreich nur um bei nassen Schüttmassen die austretende Feuchtigkeit aufzusaugen.

Bei Dämmen, die nach englischer Bauart einen gestampften Tonkern haben, soll die Kernkrone bis in die Dammkrone hinaufgezogen werden, weil letztere sonst bei Überlaufen des Dammes gefährdet sei. Die üblichen Stärken des Tonkernes sind ihm zu gering; er schlägt daher 2 m Kronenbreite und Böschungen 1:1 oder 1:1½ vor, so daß diese in sich standsicher sind. Bei dieser Ausführung könne man absehen von der von Luiggi für notwendig erachteten aufmerksamen Überwachung der luftseitigen Böschung; diese solle man, weil unbequem und beunruhigend, lieber vermeiden. Um eine möglichst sichere Unterlage für die wasserseitig übliche Pflasterung bzw. Mauerwerksverkleidung der Erddämme zu haben, legen die französischen Ingenieure besonderen Wert auf gutes Abwalzen der Schüttschichten bis zur wasserseitigen Böschung.

Mit Luiggi verwirft Jacquinot den Kern aus Mauerwerk oder Beton, außer wenn er stark armiert wird, weil er in hohem Maße der Gefahr der Rissebildung ausgesetzt ist. Risse aber ermöglichen Wasseradern den Weg in die luftseitige Anschüttung und gefährden so letztere. Die von deutschen Ingenieuren behauptete Anpressung von Erde und Mauerwerk beim Setzen des Dammes bei entsprechender Neigung der Seiten des Steinkernquerschnittes hält Jacquinot bei den in Frage kommenden steilen Seitenwänden für unbedeutend; sie würde auch am Fuße des Kernes, wo sie am nötigsten wäre, null und oben, wo sie unnötig sei, am größten sein.

Unter „Aufgeschlämmte Dämme" berichtete Luiggi, daß 1 cbm Damm in dieser Art gebaut 0,4 bis 0,5 Fr. kostet. Das Verfahren wird daher von beiden Autoren als Arbeitslöhne und Unkosten sparend empfohlen. Schließlich wird eine andere Art Kern für Erddämme empfohlen, wie sie die Firma Ambursen, Amerika[1]), zuerst verwendet hat. Abb. 1 zeigt einen Querschnitt. Der Kern besteht aus zwei Eisenbetonwänden, diese sind in geeigneter Weise gegeneinander so abgestützt, daß der Zwischenraum gerade noch begehbar ist. Dadurch sei es insbesondere möglich, die Wände in Augenschein zu nehmen, jeden Riß, jede Beschädigung sofort festzustellen und die Schäden an der Wurzel zu beseitigen. Etwaige Sickerwässer werden auf der Sohle durch eine Sammelrinne und von ihr nach der Talsohle unterstrom abzweigende Abzugkanäle unschädlich abgeführt. Beim Überlaufen der Sperre kann das Wasser zunächst durch Zwischenraum und Entwässerungskanäle unschädlich für den Damm abgeführt werden; da man bei Erddämmen alle menschenmöglichen Vorsichtsmaßnahmen zur Sicherung treffen müsse, ist diese Art Kern nach Luiggi und Jacquinot sehr zu empfehlen.

Bemerkungen des Übersetzers hierzu:

Wir bevorzugen in Deutschland, weil wir ihn statisch erfassen und weil er uns die größtmögliche Sicherheit für die Dauer bietet, bekanntlich den Stützmauerquerschnitt und verwenden ihn für Stauhöhen von etwa 20 m Höhe ab, wo gesunder Gründungsfels ansteht. So bleibt bei uns die Verwendung der nur nach Erfahrung zu bemessenden Erddämme auf die Fälle beschränkt, wo kein gesunder Fels im Grunde der Sperrstelle ansteht oder wo zwar gesunder Fels ansteht, aber der Stau nur gering oder mäßig hoch ist.

Im übrigen kann bezüglich Ausführung der Böschungen, Ausbildung und Heraufziehen der Dichtungsschicht bis über H. H. W., Ausbildung des Dammfußes auf die neuesten Veröffentlichungen über die heutigen deutschen Anschauungen verwiesen werden, wie sie u. a. im Gutachten über den Staudamm bei Ottmachau, Zentralbl. der B. V. 1920, Nr. 58 und in der demnächst erscheinenden 2. Auflage von Engels, Handbuch des Wasserbaus I, niedergelegt sind. Ein überfluteter Damm gilt in Deutschland als verlorener Damm. Daher werden

[1]) Ambursen, Erddämme, Boston, Peralstreet 88, 1912.

Höhenlage der Dammkrone und Entlastungsvorrichtungen entsprechend bemessen.

Die Aufschlämmung der Dämme, in Mexiko[2]) bis zu 57 m Höhe mit bestem Erfolg ausgeführt, verdient Anwendung, wenn entsprechende Massen in entsprechender Höhe über dem zu erbauenden Damm und das nötige Druckwasser zur Verfügung stehen.

Nach der eben erwähnten deutschen Anschauung über Verwendung von Erddamm und Stützmauer würde die Verwendung eines Kernes nach Bauart Ambursen für uns nur bei Gründung auf gesundem Fels und Höhen bis etwa 20 m in Frage kommen können. Der Zwischenraum und die Abzugkanäle an der Sohle werden Luftströmungen wie ein Kamin führen, so daß Temperaturunterschiede der Außenluft unmittelbar auf die dünnen langen Wände übertragen werden. In unserem Klima werden daher immer erneute Temperaturrisse, Sickerungen und Frostzerstörungen die wohl unvermeidliche Folge sein. Diese Doppelwand würde so zu bemessen und zu armieren sein, daß sie allein dem Wasserdruck bei gefüllter Sperre widerstehen kann Dies und die verhältnismäßig hohen Kosten dieses Kernes sind den von Luiggi und Jacquinot ihm nachgerühmten Vorteilen entgegenzustellen.

II. Dämme aus Steinschüttung

sind in Heft I, 1920 der Annales des Ponts et Chaussées mit besonderer Berücksichtigung der in Italien neuerdings ausgeführten und in einem Artikel in Nr. 21 des Bau-Ing. besonders behandelt.

Jacquinot schlägt zur größeren Sicherung vor, zwischen den aus Erde geschütteten wasserseitigen und den aus Geröll geschütteten luftseitigen Dammteil eine Filterschicht einzuschieben, welche durch Sickerungen fortgeführte Erdteilchen auffängt und so etwaige allmähliche Ausschlämmung des Dammes verhütet.

III. Gemauerte Staudämme.

Während man Erddämme nach Luiggi bis zu 30 m, höchstens 45 m Höhe ausführen werde, führe man zurzeit — 1914 — einen Stützmauerquerschnitt bei Arrow-Bocks in Nordamerika mit 106 m Höhe aus; und man könne noch größere Höhen ausführen, wenn man nur die zulässigen Beanspruchungen nicht überschreite.

Nachteilig für diese Art Sperren seien der Wechsel der Temperatur mit der Jahreszeit, die dauernden Schwingungen der Erdkruste, von Erdbeben also ganz abgesehen, die unumgänglichen chemischen und mechanischen Einwirkungen des ins Mauerinnere dringenden Wassers, das ganz allmählich filtriert und auch den dichtesten Mörtel durchfeuchtet.

Der vereinigte Angriff dieser Kräfte auf das Mauerwerk führte mit der Zeit zu seinem Verfall. Bis auf unsere Zeit sei von einer ganzen Anzahl gemauerter Staudämme aus vorchristlicher Zeit nur die Trinkwassersperre der Stadt Aden erhalten geblieben. Dies ist Luiggis Meinung nach wohl der ausgeprägten Bogenform dieses Dammes zuzuschreiben sowie dem Umstand, daß er größtenteils breit gelagert gegründet ist. Das aber sind die besten Mittel gegen Beschädigung durch Temperaturwechsel und Erderschütterungen.

Ein Vorteil der Stützmauersperren sei, daß die Massen und damit die Kosten viel weniger mit der Höhe wachsen als bei den geschütteten, daher würden die Stützmauersperren teuerer als letztere für mäßige Höhen, aber wirtschaftlicher bei größeren Höhen.

Von etwa 40 m Höhe ab seien die Ausführung der Sperren als Stützmauer bei weitem am gebräuchlichsten und es sei diejenige Ausführungsart, mit welcher man Höhen von mehr als 60 m ausgeführt habe.

Es wird dann auf folgende zwei während des Krieges in den Annales des Ponts et Chaussées erschienene Arbeiten verwiesen. 1919, Heft II, empfiehlt M. Résal am luftseitigen Stützmauerfuß einen abgestumpften Sporen vorzusehen, dessen Abmessungen er dort angibt. Résal rät ferner, ehe man Stützmauern im Grundriß krümme, ihre Kronenbreite zu vermehren und Basisbreite zu verringern, und zwar derart, daß aus dem Dreieckquerschnitt ein luftseitig parabolisch begrenzter Querschnitt entsteht. 1917, Heft III, hat M. Pigeaud ebenfalls über Formengebung des Stützmauerquerschnittes geschrieben.

Unter

Einfluß von Temperaturveränderungen

wird berichtet, Forchheimer habe beobachtet, daß Brüche oder gefährliche Bewegungen von Sperrmauern immer gegen Ende des Winters eingetreten seien; dies lasse auf starke Beeinflussung der inneren Kräfte durch die Temperatur schließen. Luiggi hat am etwa 2 km langen Assuandamm 69 Risse beobachtet, die im Winter 0,20 m weit klafften, im Sommer sich fast völlig schlossen. Gegen diese Temperaturrisse und das merkliche Schwinden infolge des Abbindens insbesondere bei Verwendung von Portlandzement führe man in Amerika und England bei allen neueren Stützmauern Ausdehnungsfugen aus, so an der höchsten amerikanischen von Arrow-Bock und den englischen Loch Leven und Birmingham[3]). Jacquinot bespricht dann die zuerst von Intze angewendete Anschüttung des wasserseitigen Mauerfußes, wie sie bei uns üblich sei, von den französischen, englischen und meisten amerikanischen Ingenieuren aber abgelehnt werde.

In Indien und Amerika schütze man Stützmauern gegen die große Sonnenhitze durch Erdanschüttungen.

Anmerkung des Übersetzers:

Dieser Intzeschen Anschüttung wird in Deutschland kein Wert mehr beigelegt, wohl aber wird einer genügend starken abgerammten Ton- oder Lehmschicht im wasserseitigen Baugrubenschlitz, soweit er nicht ausbetoniert ist, und auf der Beckensohle vor der Mauer gegen Eindringen von Druckwasser in den Untergrund größte Bedeutung zuerkannt.

IV. Sperren mit Gewölbewirkung.

Diese erfordern $^2/_3$ weniger Mauerwerk als für dieselben Verhältnisse eine Stützmauer; infolgedessen sei auch der Sohlendruck geringer. Die angeführten Beispiele sind uns im allgemeinen bekannt. In Italien sind 2 Sperren dieser Art vorhanden. Eine ältere von Ing. Omodeo im Corfino, einem Nebenflusse des Serchio erbaute, 34 m hoch, 1,5 m in Kronenhöhe breit und 7 m am Fuße breit, mit einem Krümmungshalbmesser von 23,5 m, einem Zentriwinkel von etwa 140°. Die andere wurde 1914 vom Ing. Forti im Maina (Friaul) begonnen und sollte etwa 70 m Höhe erhalten und im Querschnitt nach der amerikanischen Shoshonesperre gestaltet werden.

In Strebepfeiler und Bogen aufgelöste Bauweise.

Nach der ältesten um 1800 erbauten Meer-Allum-Sperre bei Hyderabad sind solche in Indien und Californien (Bear Valley)[4]) entstanden. In Italien war 1914 Ing. Forti im Begriff, am Cismone, einem Nebenfluß der Brenta, eine solche aus 2 Bogen von je 10 m Spannweite bei 30 m Stauhöhe zu errichten.

Hauptmann Garret von der Abteilung für Bewässerung Indiens[5]) hat die stehenden Gewölbe leicht nach der Luftseite geneigt.

Ing. Ryves, ebenfalls von der Abteilung für die Bewässerung Indiens[6]) sei darin weiter gegangen und habe die Gewölbe widerlager, die wasserseitige Fläche des Strebepfeilers, unter 45° angeordnet, dadurch verläuft die Resultierende aus Wasserdruck auf 2 benachbarte Gewölbehälften und aus dem Pfeiler-

[2]) Handb. d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl., III. Teil, 2. Bd., S. 322 ff.

[3]) Proceedings of the Society of civil Ing London 1911/12 Bd. 187 u. 190.

[4]) L. Luiggi, Sperren aus mehreren Bögen, Journal du Genie civile italien 1914.

[5]) Garret, Gewölbte Sperrmauern, Indian Papers 1913.

[6]) Ryves, Sperren mit Gewölbewirkung, Concrete Institute, London 1913.

eigengewicht etwa durch die Mitte der Pfeilergrundfläche, demzufolge ist der Einheitsdruck auf die Sohle gleichmäßig und nicht hoch. Für eine 60 m hohe Sperrmauer mit 15 m weit gespannten Bogen errechnet Ryves Sohlendrücke, die 1,1 kg/cm² nicht übersteigen. Mauerwerksmasse und Unterhaltung betragen höchstens die Hälfte einer Stützmauer, die Standsicherheit im Vergleich zu letzterer sei wegen der Gewölbeform und geringen Drucks — 10 kg/cm² in den Pfeilern und 15 kg/cm² in den Gewölben — größer. Auftrieb und Sickerungen seien ungefährlich, da sie zwischen den Gewölben einen bequemen Weg und leichten Ablauf nach der Luftseite fänden. Der Frost könne allerdings bei den geringen Mauerstärken zerstörend wirken.

Daher habe Ing. Figari aus Genua eine ähnliche Bauart vorgeschlagen, die indes der Einwirkung von Frost nicht so ausgesetzt sei (Abb. 2). Die Strebepfeiler sind auch luftseitig durch eine durchgehende Wand verbunden, diese bildet mit den Pfeilern und der wasserseitigen Gewölbewand Hohlräume, welche die Vorderwand luftseits vor großen Temperaturschwankungen schützen. Diese Art vereinige die Vorteile von Mauern mit Gewölbewirkung mit denen von Stützmauern.

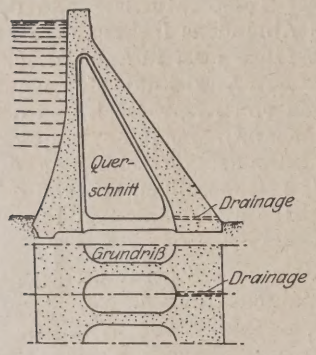
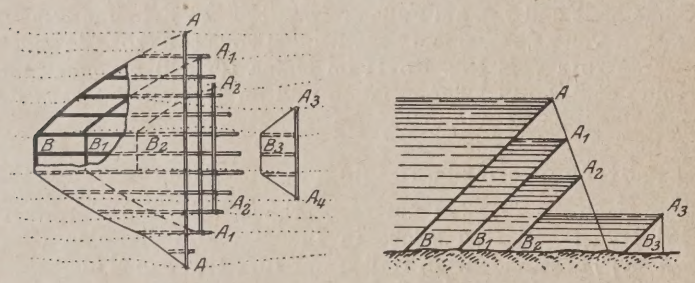


Abb. 2.
Staudamm Bauart Figari.

Anmerkung des Übersetzers: Zu beachten ist, daß die Bauart Figari in Beton, also mit Ausdehnungsfugen, deren Dichtung Schwierigkeiten macht, zweckmäßig herzustellen ist. Für jede Sperrmauer mit geringen Querschnittsbreiten sind die großen Temperaturschwankungen unserer Breitengrade gefährlich.

V. Sperren in Eisenbeton

sind besonders in Amerika bis 20 m Höhe viel verbreitet. Die Sperre von La Prele (Colorado), von der Firma Ambursen gebaut, ist sogar 42,60 m hoch. In Italien hat Ing. Ruthemberg, Mailand[7]), eine neue Sperrenart konstruiert — Abb. 3 —; diese besteht aus einer Anzahl quer zum Tal, etwa unter 45° geneigter und hintereinander angeordneter Eisenbetonwände,



Grundriß Längsschnitt

Abb. 3. Staudamm Bauart Ruthemberg.

sogenannter Schürzen, deren Höhe von ober- nach unterstrom abnimmt; diese Querwände sind durch senkrechte Zwischenwände in geeigneten Abständen gestützt. Die Hohlräume zwischen beiden füllen sich mit Wasser, so daß nur ein verhältnismäßig geringer Überdruck — im Höchstfall 10 m — des oberstrom an jeder Schürze höherstehenden Wassers aufzunehmen ist. Nach dem Erfinder wird für eine solche Sperre nur etwa so viel Baustoff verbraucht als Mörtel zu einer Stützmauersperre, also rd. $^1/_3$ der Gesamtmasse einer solchen. Eine derartige Sperre war man im Begriff, 1914 am Campo-Moro-See im Malencotal (Lombardei) auszuführen. Der heutige Stand der Eisenbetontechnik läßt M. Luiggi derartige Sperren bei entsprechender Sorgfalt wohl ausführbar erscheinen, doch verkennt er nicht, daß Zement, Eiseneinlagen und Lehrgerüst hohe Kosten verursachen werden.

Jacquinot beschreibt im Anschluß daran eine Eisenbetonsperre, welche 1920 im Departement Manche am Sélune durch die Firma Pelnard, Cagnot & Cie. für die Wasserkraftgesellschaft für die Sélune errichtet wurde. Die wasserdichte Schürze besteht aus 5 m weit gespannten unter 45° geneigten Gewölben, die sich auf Zwischenwände stützen, welche ihrerseits durch Riegel gegeneinander verstrebt sind. Die wasserdichten Gewölbe werden durch einen Mantel geschützt. Um die Verkleidung vor Beschädigung zu schützen, ist ihr eine Oberfläche zu geben, in welcher sich keine Risse bilden, oder die Gewölbe müssen Längenänderungen infolge Schrumpfung oder Kälte nicht nur ohne zu reißen, aufnehmen können, sondern ohne daß sich Zusatzspannungen ergeben. Nähere Angaben hierüber fehlen leider.

Auch die Talsohle unter der Sperre ist durch eine wasserdichte Verkleidung, welche an die Gewölbe anschließt, geschützt. Jacquinot gibt einen schematischen Längs- und Horizontalschnitt sowie eine Ansicht von unterstrom dieses Dammes.

VI. faßt Luiggi das Ergebnis der Untersuchung wie folgt zusammen:

a) Erddämme, besonders Bauart Ambursen, sind vorteilhaft bis zu 30 m Höhe. Jacquinot und die französischen Ingenieure wollen 20 m für die Erddämme ohne besondere Vorsichtsmaßnahmen nicht überschreiten.

b) Für Höhen bis 45 m stellen alsdann aus Steinen geschüttete Dämme mit breiter Grundfläche und wasserdichter wasserseitiger Verkleidung die beste Lösung in geeigneten Fällen dar, besonders in von Erdbeben heimgesuchten Gegenden und wo Maurer fehlen.

c) Von 45 bis etwa 60 m Höhe sind die Kosten für eine Sperre aus Steinschüttung die gleichen wie für eine Stützmauersperre, die Wahl ist jeweils nach örtlichen Verhältnissen zu treffen.

d) Besonders für 30 bis 60 m Höhe bieten Sperren mit Gewölbewirkung oder in eine Anzahl Bogen aufgelöste Sperrmauern bei entsprechenden Geländeverhältnissen den Vorteil größter Sicherheit bei geringen Kosten.

e) Für Höhen bis 100 m und mehr, wo die Kostenfrage in die zweite Linie zurücktritt und die Sicherheit die Hauptbedingung wird, verdienen Sperren mit einem mit allen Vervollkommnungen — Drainagen, Beobachtungsgängen, Ausdehnungsfugen, Schutzschüttungen am Fuß und gegebenenfalls Eisenarmierung im oberen Teil — versehenen Stützmauerquerschnitte den Vorzug, die im Grundriß bogenförmig zu führen sind, und zwar so, daß der Krümmungshalbmesser von der Krone nach dem Mauerfuß abnimmt bei gleichbleibendem Zentriwinkel, denn sie werden am längsten halten. In Erdbebengegenden seien sie stark zu armieren.

f) Stets müsse bei allen Überlegungen bei Entwurf wie bei der Ausführung der beherrschende Gedanke sein, nach Menschenmöglichkeit einen plötzlichen Bruch der Sperre auszuschließen.

Dresden, 14. IX. 1920.

Reg.-Brt. Kummer.

[7]) Ruthemberg, Sperren mit geteilter Belastung, Italien. Ing. u. Arch.-Verein u. Verhandl. d. Ital. Wasserkraftvereinigung 1913.

VERSCHIEDENE HERVORRAGENDE, WÄHREND DES KRIEGES AUSGEFÜHRTE EISENBETONBAUTEN.

Von Bauinspektor Meisenhelder, in Fa. Wayß & Freytag, A.-G., Neustadt a. d. Haardt.

Nach dem Vortrag auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins 1920 zu Berlin.

(Fortsetzung von Seite 612.)

Es folgen nun Abbildungen von Einzelheiten.

Abb. 3 oben zeigt die Fundamentplatte im Längenschnitt mit den Fundamentrippen im Querschnitt. Die Querrippen sind durch starke Vouten in die Platte übergeführt. Die Platte ist 65 cm stark, darunter ein Unterbeton von 7 cm.

In Abb. 3 unten ist ein Querschnitt durch die Platte mit der Ansicht der Querrippen dargestellt. An der Stelle, wo die Säulen auf die Querrippen zu stehen kommen, sind die letzteren von 75 cm auf 150 cm verbreitert. Die Berechnung der Schubkräfte ergab eine ziemlich starke Schubarmierung, wie aus der Zeichnung ersichtlich.

Abb. 4 zeigt den Querschnitt durch den Behälter mit dem Querrahmen und dessen Armierung. Der horizontale Balken, der sich auf die 3 Säulen bzw. Längsträger abstützt, ist oben entsprechend dem Gefälle des Bodens sägeförmig ausgeschnitten. Die vertikalen Stiele haben gleichmäßige Breite, da sie bis zur Außenkante der Ummantelung durchgeführt sind. Die Mauerung setzt sich auf die hier im Querschnitt ersichtlichen Längsträger auf. An den unteren Ecken ragen die Rahmenbalkenkopfartig über die Ausmauerung hervor, wodurch eine malerische Wirkung erzielt wurde.

Abb. 5 stellt den Längenschnitt durch den Behälter dar

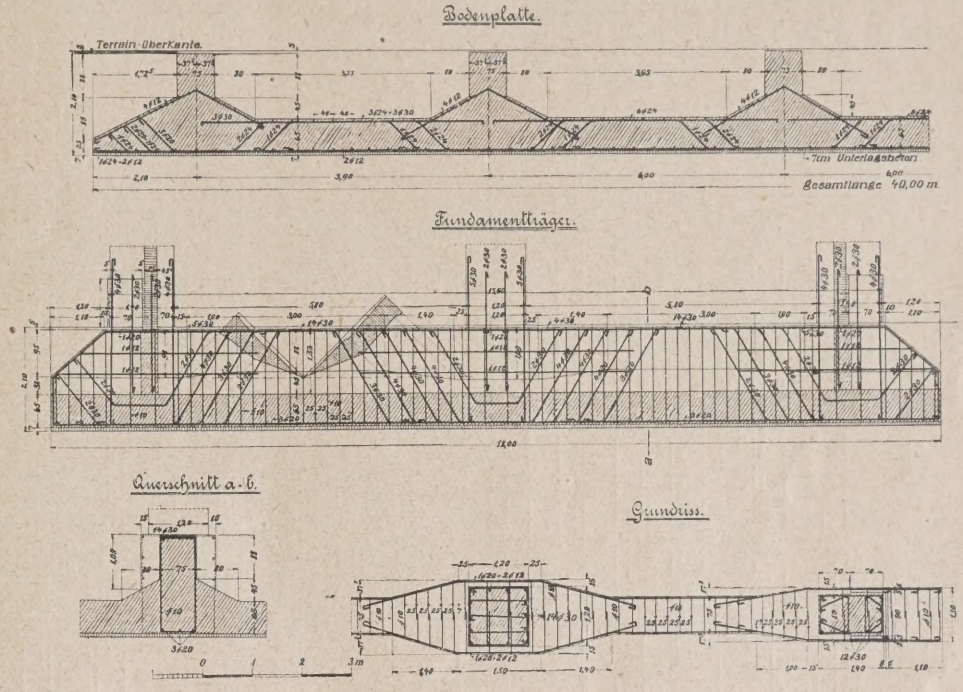


Abb. 3.

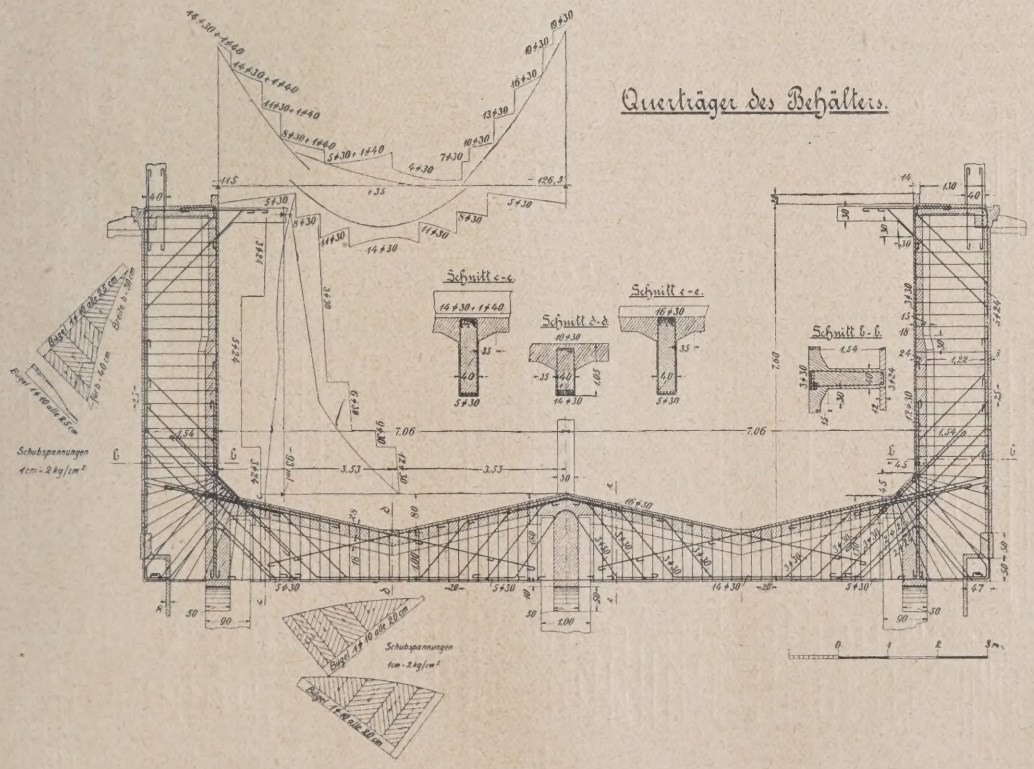


Abb. 4.

mit der Ansicht und Armierung des Längsrahmens und der in der Mitte aufgesetzten Längsrippe, die als Auflager für den Siebbehälterboden dient. Die Querrippe ist am Boden in Längsquerträger eingespannt und am oberen Ende durch das Längszugband gehalten. Der Boden des Feinsiebbehälters ist als Träger in horizontalem Sinne ausgebildet und von den Behälterlängswänden in den Behälterumgang und in Behältermitte in die Querrippe eingespannt. Die Trennwand des Behälters spannt sich sodann in vertikalem Sinne zwischen Behälterboden und Boden des Feinsiebbehälters.

Die 3 m breite Längsrippe entspricht einem unten eingespannten, oben durch das Zugband gehaltenen Träger, der durch den Auflagerdruck des Bodens des Feinsiebbehälters je nach der Füllung der einen oder anderen Hälfte einseitigbelastet wird.

Abb. 6 zeigt die Einzelheiten der Stirnwände und zwar die

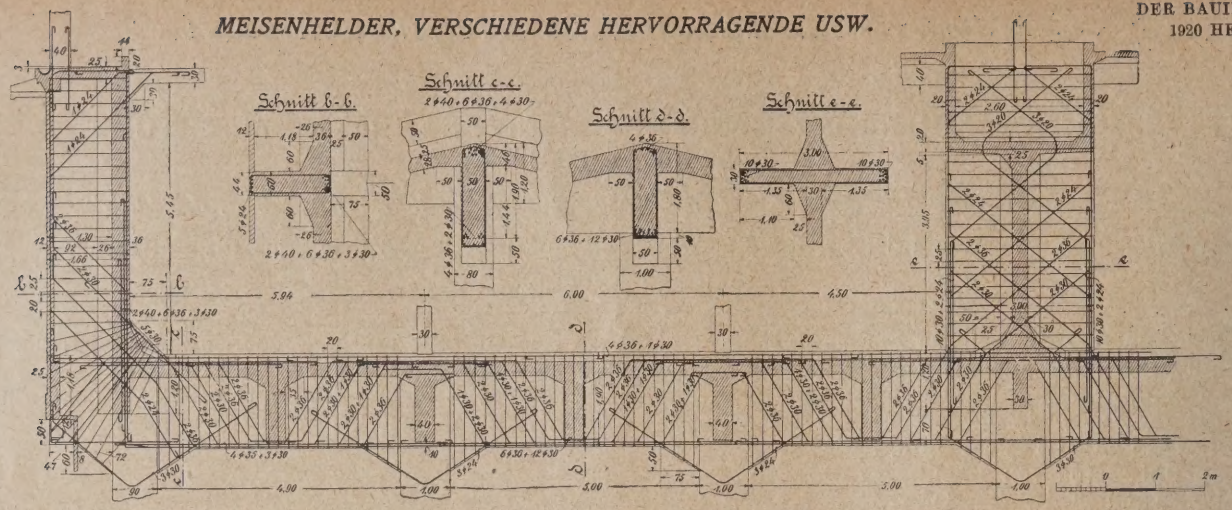
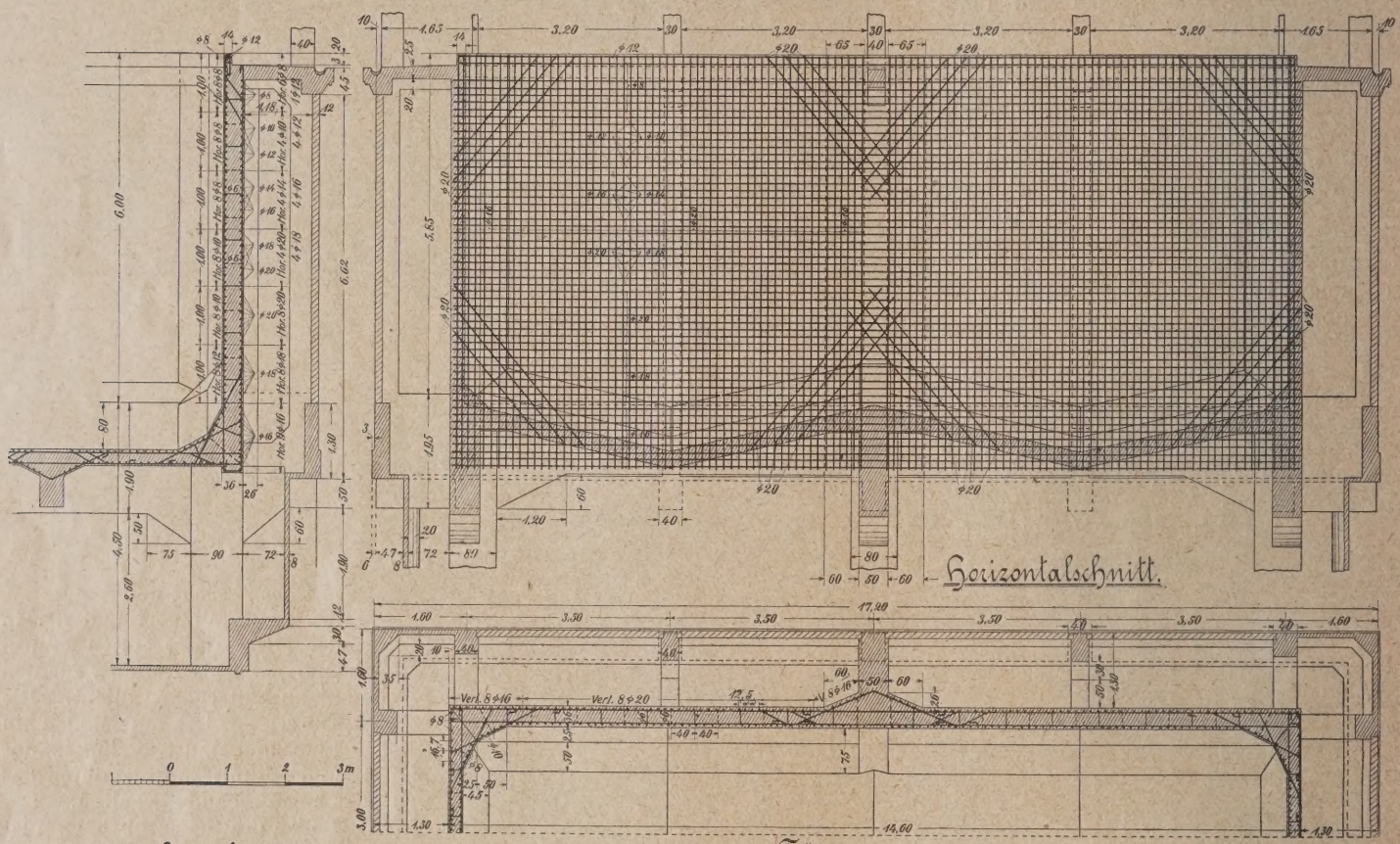


Abb. 5.

Querschnitt.

Horizontal u. vertikal Armierung der Behälterwand.



Querschnitt.

Trägerarmierung.

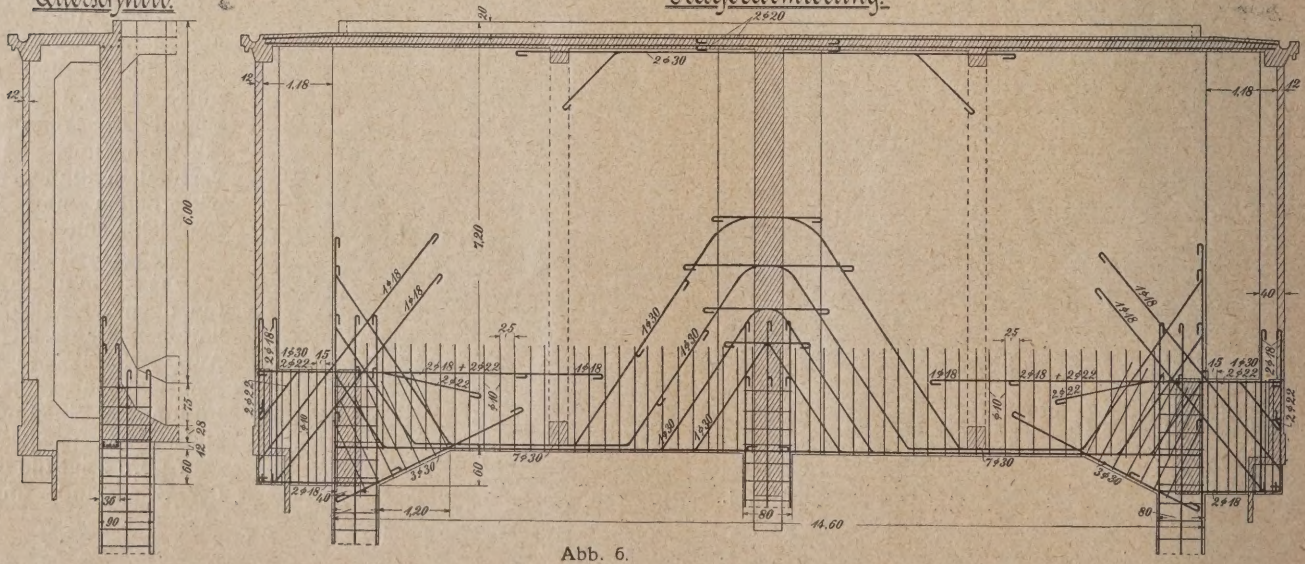
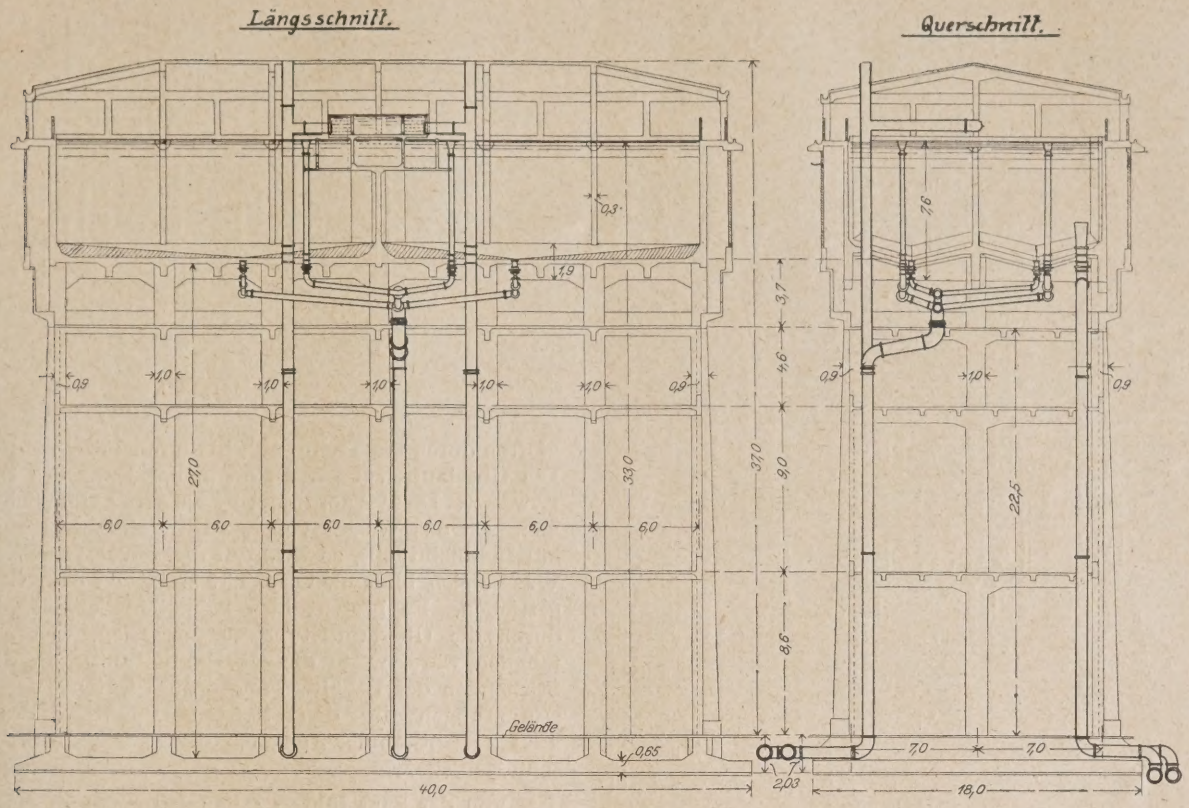


Abb. 6.



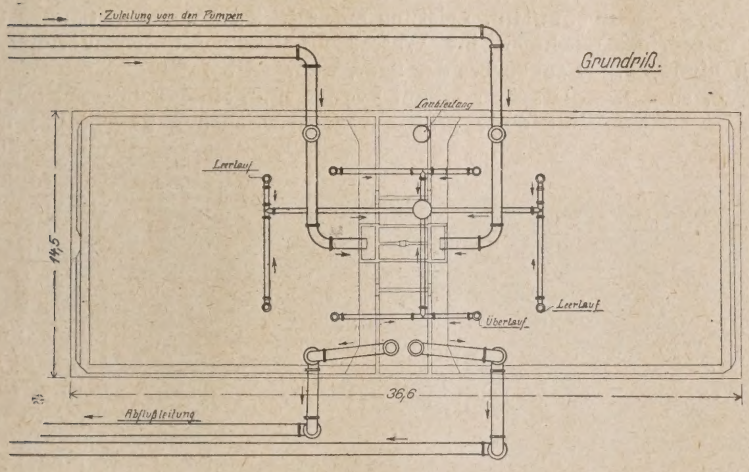


Abb. 7.

Ansicht der Armierung. Man sieht die vertikale und horizontale Armierung sowie die Armierung als Tragwand.

Im Grundriß sieht man in der Mitte die vorspringende vertikale Rippe des Längsträgers mit der Durchbrechung für die Treppe.

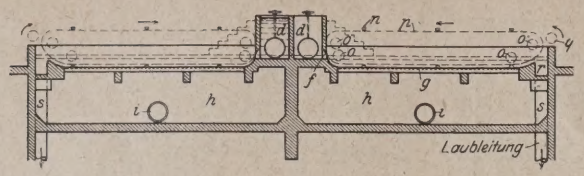
Besondere Sorgfalt mußte auf die Eckausbildung der Behälterwände verwendet werden, die nach Tunlichkeit ausgerundet wurden.

Nach Betonierung des Behälterbodens trat plötzlich am Abend sehr starker Frost ein (bis -10^0). Die Gefahr für den Beton konnte nur dadurch beseitigt werden, daß er mit Stroh gut abgedeckt wurde und daß auf dem Tropfboden eine Anzahl Koksfeuerungen aufgestellt wurden, die für einige Tage den Raum erwärmten.

Abb. 7 zeigt die Anordnung der verschiedenen Rohrleitungen. Die Steigleitungen wurden zwischen den Außensäulen derart angebracht, daß die Zwischengeschosse in ihrer vollen Ausdehnung unberührt und für andere Zwecke verfügbar bleiben. Die Steigleitungen sind am Fuße des Behälters und in dem Tropfbodengeschoß abgestützt. Die Überlauf- und Leerlaufleitungen der beiden Behälter sind in einer großen Falleitung etwas außerhalb Mitte des Tropfbodenbehälters zusammengeführt und unterhalb des Tropfbodens mittels zweier Krümmer nach der Außenwand des Behälters geleitet. Die Zuleitungen sind auf der einen Längsseite, die Abflußleitungen auf der andern angeordnet.

Um zu vermeiden, daß sich die an den Druckleitungen auftretenden, von den Pumpen herrührenden Stöße und Vibrationen auf den Behälter übertragen und Undichtigkeiten durch Rissebildung hervorrufen, sind die beiden Zuführungssteigleitungen durch im Behälter vorgesehene Aussparungen geführt, so daß sie mit dem Behälterboden und den Wänden nicht in Verbindung stehen.

Die Einzelheiten der Wasserzuführung, -verteilung, -reinigung usw. gehen aus Abb. 8 hervor. Man sieht oben in c—d einen Längenschnitt durch die Feinsiebanlage, also einen Querschnitt durch den Behälter ungefähr in dessen Mitte, links unten einen Querschnitt durch die Behälter der Feinsiebanlage, rechts die Draufsicht auf diese Anlage. Durch die mittelst einer halbkreisförmigen Monierwand im Behälter ausgesparten Öffnungen a kommen die Steigleitungen b der Zuleitungen über den Behälter hoch und sind bis über Dach emporgeführt. Von diesen zweigen sodann die Zuleitungen c ab, die im Bogen nach den Vorbehältern d führen. Von diesem Vorbehälter führen 2 durch Schieber abschließbare Öffnungen in die Behälter e. Die Wasserzufuhr wird so geregelt, daß sich das Wasser in dem Behälter e anstaut. Durch den Schlitz f strömt das Wasser unter konstantem Überdruck aus auf das Feinsieb g. Dieses Sieb soll mitgerissenes Laub, Fische und sonstige gröbere Teile zurückhalten. Das Wasser fällt sodann in Behälter h, von diesem durch die mittelst Schieber abschließbaren Öffnungen i in die Überfallbehälter k. Die Überfallkante l ist so hoch gelegt, daß das Feinsieb stets um einige Zentimeter überstaut ist. Soll der Überfall außer



Schnitt c—d

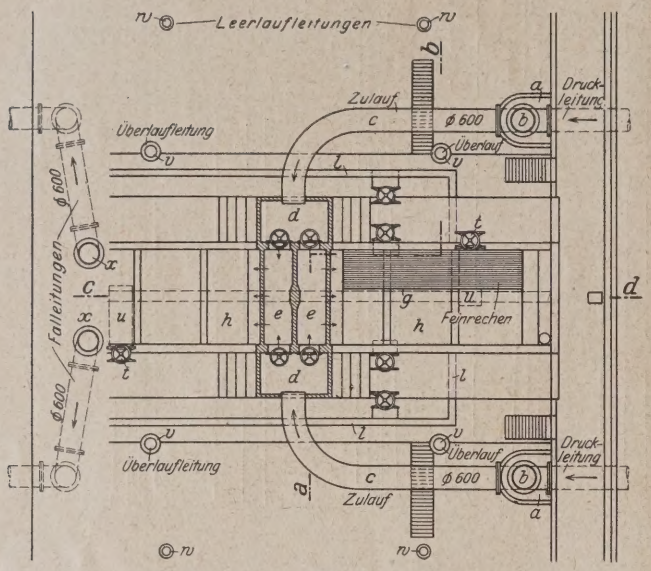
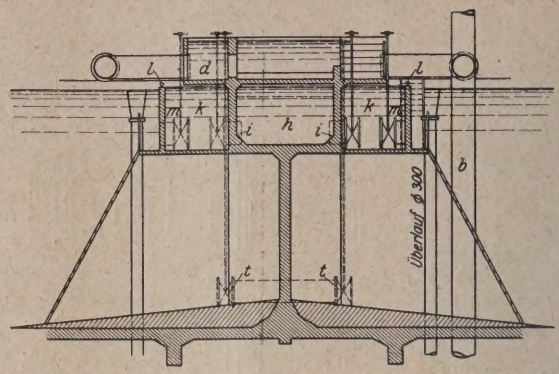


Abb. 8.



Schnitt a—b

Tätigkeit gesetzt werden, so werden die Schieber m geöffnet und das Wasser fließt dann durch den Behälter k hindurch, der Wasserspiegel in h senkt sich unter das Feinsieb, so daß letzteres nachgesehen werden kann. Vermittelst breiter Bürsten n, die an einer um 4 Rollen o geschlungenen Gallschen Kette p befestigt sind und durch einen Elektromotor angetrieben werden, wird sowohl der Ablaufschlitz als auch das Feinsieb g von etwaigem mitgerissenen Laub und anderen gröberen Teilen gereinigt. Eine walzenförmige, sich drehende Bürste q, an der die Bürsten n vorbeistreichen, streift das von den Bürsten mitgenommene Laub usw. ab und wirft es in eine Grube r, von der es durch die Falleitungen s in einen am Fuße des Wasserturms angebrachten Behälter fällt. Da die Schieber i und m symmetrisch zu der mittleren Trennwand des Behälters angeordnet sind, so können von dem einen Feinsieb aus entweder die eine oder auch die andere Hälfte oder beide Teile zusammen versorgt werden. Die Feinsiebanlage ist doppelt vorgesehen.

Bis jetzt ist nur eine Anlage ausgeführt. Die Schieber t schließen Verbindungsrohre u ab, die die beiden Behälterhälften durch die Trennwand hindurch miteinander verbinden. Die Überlaufleitungen v sind in der Nähe des Überfalles angeordnet. Diese Anordnung ist als keine glückliche zu bezeichnen. Da das Wasser von der Überfallkante l aus in den Behälter hineinfließt, so wird auf diese Weise auch die über dem Wasser sich bildende Ölschicht stets von dem Überreich weggetrieben. Es besteht also keine Möglichkeit, die Ölschicht durch die Überlaufleitung zu entfernen, was ohne weiteres möglich wäre, wenn die Überlaufleitungen in der Nähe der Stirnenden des Behälters angeordnet wären. w sind die Leerlaufleitungen in den tiefsten Punkten des Behälters, x die Entnahmeleitungen, die mittelst Siebkorb abgeschlossen sind.

Von der Saar führen 4 Saugleitungen zu dem neben dem Turm gelegenen Pumpenhause, das 8 Pumpen mit ca. 90 cbm/Min. Leistung enthält. Zwei von den Saugleitungen entnehmen ihr Wasser unmittelbar durch Vermittlung eines Saugkorbes der Saar, während bei den anderen Saugleitungen, die später erbaut worden sind, ein besonderes Einlaufbauwerk mit einer gröberen Siebvorrichtung angeordnet ist. Durch diese Siebvorrichtung geht aber noch ein erheblicher Teil der Verunreinigungen, insbesondere auch Laub und kleine Fische, hindurch in die Leitung. Das von den Pumpen geförderte Wasser enthält fast die gesamten Verunreinigungen des Saarwassers. Es setzt sich deshalb, da die Feinsiebvorrichtung nur die gröberen Teile zurückhält, eine ziemliche Menge Schlamm ab. Damit der Grundablaß sich nicht vollständig mit Schlamm zusetzt, ist es nötig, daß derselbe täglich mehrmals kurz hintereinander in Tätigkeit gesetzt wird. Je nach Bedarf erfolgt dann auch eine vollständige Reinigung des Behälters, die im allgemeinen leicht von statten geht. Nach Entleerung des einen Behälters und vollständiger Füllung des anderen werden durch Öffnen der Schieber t Wasserströme erzeugt, die den Schlamm aufwühlen. Die Mitwirkung von Arbeitern aber ist trotzdem erforderlich.

Abb. 9.

Die Abb. 9 u. 10 geben einen Einblick in das Innere des Behälters bzw. des Tropfbodens.

Die Innenansicht des Tropfbodens (Abb. 9) zeigt die Anordnung der Leitungen im Tropfboden, insbesondere der Leerlauf- und Überreichleitungen, die in eine gemeinsame Falleitung zusammenlaufen. Von den Eisenbetontreppen aus erfolgt die Bedienung der Absperrschieber. Der Tropfboden ist, wie auch sämtliche Innenräume des Behälters, mit elektrischer Beleuchtung versehen. Auf der linken Seite erkennt man die Laubfalleitung aus Betonrohren. Rechts sieht man die Entnahmeleitung.

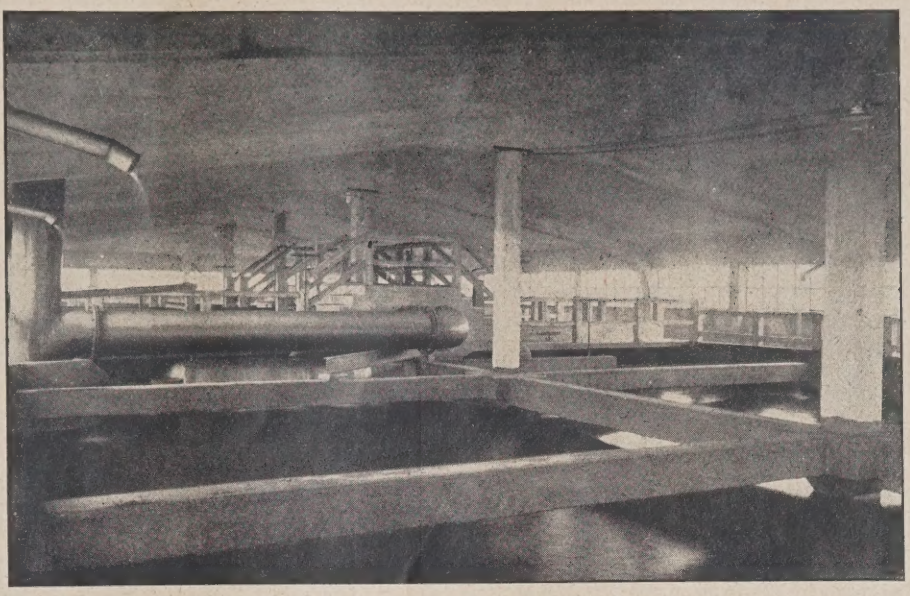


Abb. 10. Blick in das Dachgeschoß über dem Wasserbehälter.

Abb. 10 stellt einen Blick in das Behälterinnere dar. Links oben sieht man die Steigleitungen der Zuleitung und die horizontale Abzweigung nach der Reinigungskammer. Ferner sind sichtbar die Quer- und Längszugbänder.

Was die statische Berechnung des Wasserturmes anbetrifft, so bot die Berücksichtigung des Eigengewichtes und der Wasserdruckkräfte keine Schwierigkeit. Dagegen traf dies zu bei der Berechnung für Winddruck. Bei der großen Höhe des Bauwerks, den außergewöhnlichen Abmessungen und seiner freien Lage entstehen ganz bedeutende Windkräfte, welche von dem Traggerüste auf das Fundament zu übertragen sind. Es macht sich hier das Bedürfnis geltend, für die horizontalen Kräfte diesen Stockwerkrahmen mit 4 ungleichen Geschossen nach einer exakten Methode genau zu berechnen. Als Winddruck wurde der für hohe Bauten vorgeschriebene Wert von 150 kg/qm eingesetzt.

Über die Berechnung eines derartigen Stockwerkrahmens für die horizontale Belastung durch Winddruck ist in der Literatur bis jetzt nichts Brauchbares zu finden. Wollte man den Rahmen nach der allgemeinen Elastizitätstheorie bestimmen, so wären 24 statisch unbestimmte Größen zu berechnen, eine Arbeit, welche wohl kaum durchführbar ist. Die allgemein bekannte Ritter'sche Methode ermöglicht es zwar, mit Hilfe der Fixpunkte und den bei Stockwerksrahmen noch zu bestimmenden Übergangszahlen die Momente

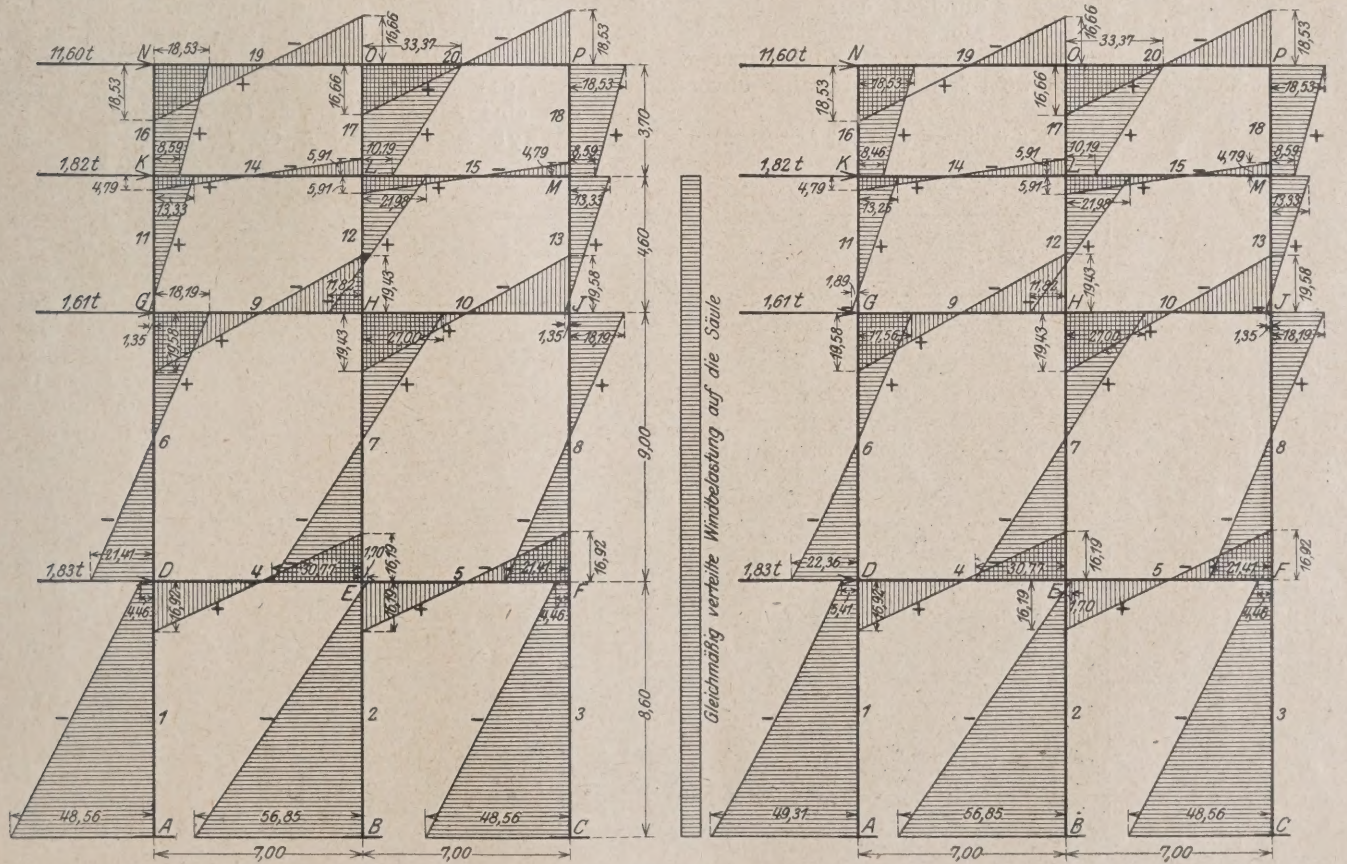


Abb. 10a.

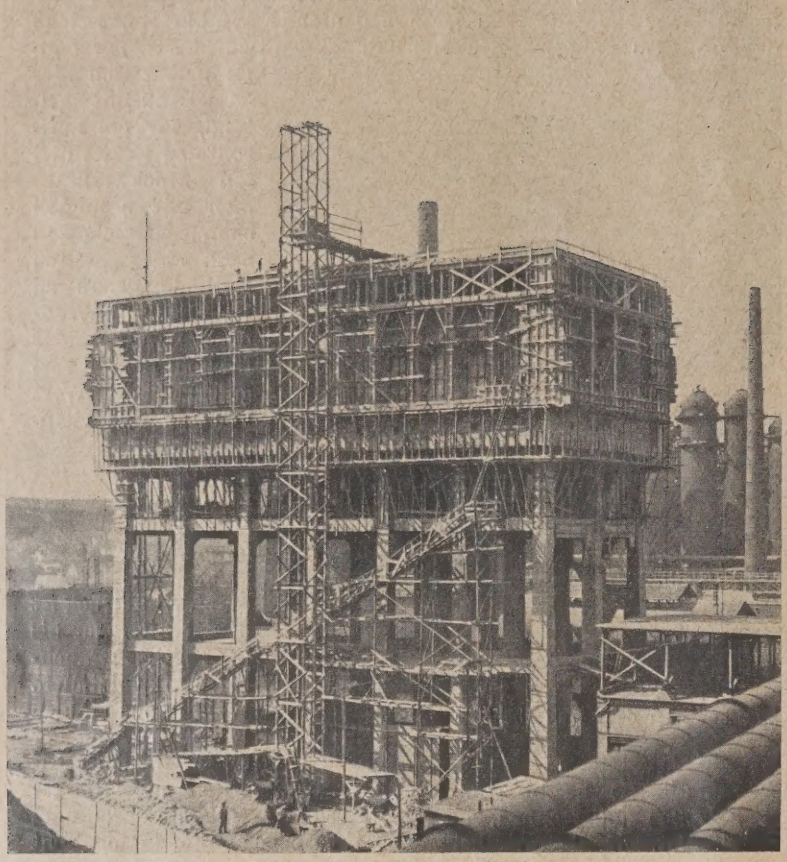


Abb. 11.

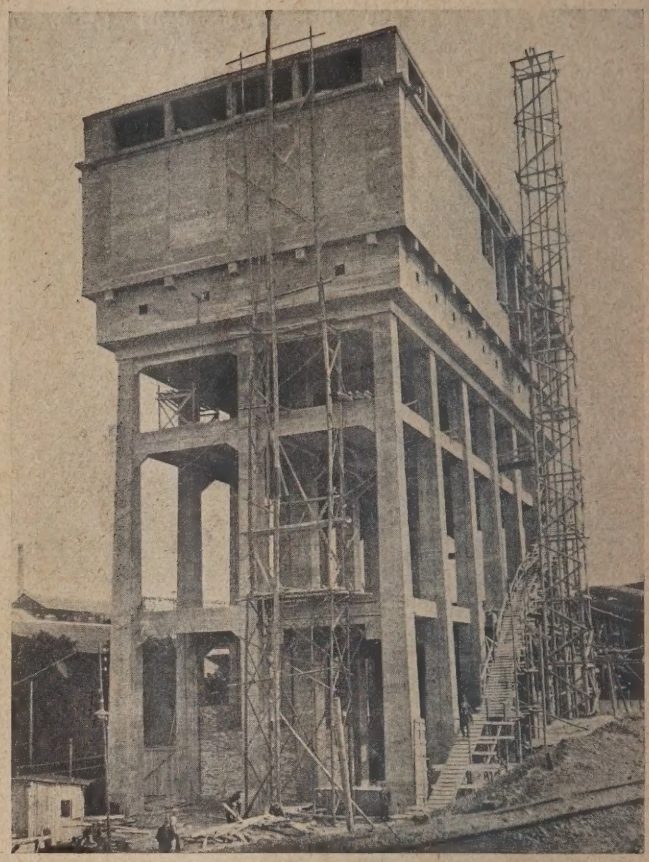


Abb. 12.

infolge gleichmäßiger Belastung durch Winddruck auf die Säulen zu bestimmen und diese Momente über den Stockwerkrahmen weiterzuleiten, jedoch nur unter der Voraussetzung, daß sämtliche Knotenpunkte wohl frei drehbar, aber unverschiebbar gelagert sind.

Tatsächlich sind nun die Knotenpunkte nicht festgehalten mit Ausnahme der untersten, welche in der Fundamentplatte eingespannt sind.

Die einzige bekannte Veröffentlichung, die die Berechnung eines Stockwerkrahmens für Windkräfte unter der Voraussetzung horizontal verschieblicher Knotenpunkte behandelt, ist die von Straßner in seinem Buch „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger". Das von Straßner angegebene Verfahren erwies sich jedoch für den vorliegenden Fall als ungeeignet und ungenau. Bei der Durchrechnung nach ihm ergaben sich um 50% unrichtige Werte. Es wurde daher ein anderes Verfahren ausgearbeitet, das sich als überaus zweckmäßig erwies und über das eine Abhandlung von Oberingenieur Traub der Firma Wayß & Freytag A.-G. in der „Deutschen Bauzeitung", Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbetonbau 1920, S. 69, 78 u. 83 erschienen ist.

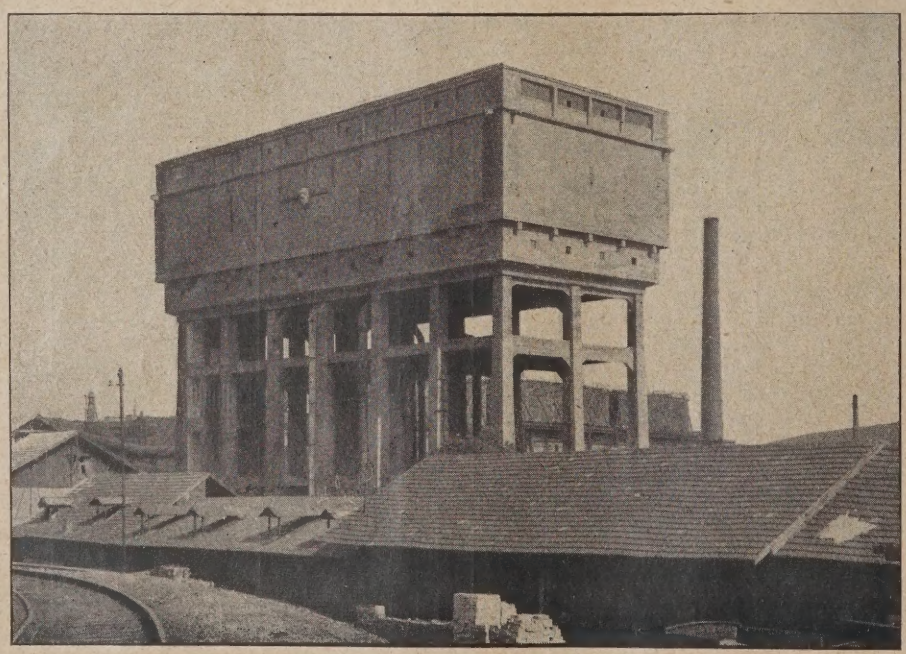


Abb. 13. Wasserturm in seinem jetzigen Zustande.

Die nach dieser Methode gefundenen Gesamtmomente infolge Winddruck bei verschieblichen Knotenpunkten sind in Abb. 10 a dargestellt.

Die Abb. 11 u. 12 sind während der Ausführung aufgenommen.

Abb. 11 ist eine Ansicht von der Längsseite des Wasserturmes mit der Einschalung des Behälters und Daches. Die Säulen sind bis zum

Tropfboden bereits ausgeschalt. Die auskragenden Konsolen des Tropfbehälterbodens sind aus ihrer Schalung auf das oberste Geschoß abgestützt.

Abb. 12 zeigt den Wasserturm nach der Stirnseite zu gesehen.

Da längs außer den Längswänden nur 1 Längsrahmenträger in der Mitte angeordnet ist, so wurden an den Stirnseiten über die Längswände hinaus und zwischen Mittelrippe und Ende der Wand Kragträger angebracht zur Aufnahme des Mantelmauerwerks und der Behälterlaufsteg und Dach tragenden Stützen.

Auf Abb. 12 sind Behälter und Dach ausgerüstet. Mit der Herstellung der Ummauerung ist begonnen. An der Stirnseite rechts sieht man die Treppe.

Die Stelle, an der die Behälterwand ihre Stärke wechselt und infolgedessen außen ein Absatz entsteht, ist deutlich erkennbar. Die vertikalen Behälterrippen haben an ihrem äußeren Ende auf die Stärke des Mauerwerks eine entsprechende Verschmälerung erfahren, so daß die Mauerwerksfelder unter der Wirkung des Winddrucks nach innen einen Anschlag an den Rippen fanden. An den Ecken ist der Mantel auf die Breite des Isolierraumes aus Eisenbeton hergestellt.

Abb. 13 zeigt den Wasserturm in der Gestalt, in der er zurzeit in Benutzung ist.

Mit dem Bau war im September 1917 begonnen worden. Im Dezember war der Behälter teilweise fertig. Januar und Februar 1918 mußten die Arbeiten wegen Frost unterbrochen werden. März 1918 war der Turm im Rohbau fertig. Er hatte 2700 cbm Beton und 380 t Eisen erfordert.

Mit Rücksicht auf die Betonknappheit mußte möglichst magerer Beton verwendet und durch geeignete Wahl der Zuschlagstoffe die erforderliche Festigkeit erreicht werden. Der Behälter ist im Mischungsverhältnis 1:6, der übrige Teil 1:7 betoniert.

Abb. 14.

Abb. 14 zeigt das Schaubbild des Turmes, wie er bei planmäßiger Ausführung aussehen würde. Die architektonische Gestaltung des Turmes stammt von Architekt Dipl.-Ing. Josef Müller der Firma Wayß & Freytag A.-G.

Die stützende Aufgabe des Behälterunterbaues wird durch tiefes Zurücksetzen des Umfassungsmauerwerkes zwischen den kräftigen, fast 1 m breiten Tragsäulen gut zur Erscheinung gebracht. Die durch die Anlage des Frostmantels bedingte Auskragung des Behälterkopfes wird vermittelst des Tropfbodengeschosses gestaffelt vorgenommen. Wie der Tropfboden mit seinen Betriebseinrichtungen betriebstechnisch vermittelt zwischen dem wasserempfangenden und -spendenden Behälter und dem der Zuleitung und Ableitung dienenden Unterbau, so stellt er auch architektonisch den Übergang her zwischen dem Unterbau mit seiner verhältnismäßig reichen Gliederung, die durch die vorgestellten Säulen und durch die reichlichen, achsenweise zu einem großen Motiv zusammengefaßten Lichtflächen entsteht, und dem mit seinen langen und breiten ungegliederten Flächen ruhig und schwer sich darüber lagernden Behälterbau. Die kleinen quadratischen Luken des Tropfbodengeschosses im Rhythmus mit den kleinen Balkenkopfverzierungen stehen in wirkungsvollem Gegensatz einerseits zu dem plastisch nach großen Motiven belebten Unterbau wie zu den ruhigen Flächen des Behälteraufbaues. Der Dachabschluß mit dem auf dem Bild offenen Umgang um die Behälter, der in Wirklichkeit durch Fenster geschlossen ist, löst die Behältermassen nach oben in wohltuender Weise auf.

Die einzige schmückende Zutat am Bauwerk ist in der Mitte der Längsseite des Behälters das plastische Bild des Kriegsgottes, den Blick gewendet nach den Hochöfen und Werkstätten, in denen in Deutschlands größter Zeit ihm Schwert und Schild geschmiedet wurden. (Schluß folgt.)

BERECHNUNG EINER PRELLBOCKKONSTRUKTION AUS EISENBETON.

Von Dipl.-Ing. Ernst Popper, Hannover.

Stoßwirkungen werden bei Hoch- und Ingenieurbauten in der Regel nur dadurch berücksichtigt, daß ein größerer Sicherheitsgrad angenommen wird; hier soll eine genauere Berechnung eines ausgeführten Bauwerkes vorgenommen werden, wobei die Größe des Stoßkraft aus dem elastischen Verhalten der Konstruktionsteile ermittelt wird.

Es handelt sich um eine von der Cementbau-A.-G., Hannover, erbaute Schiebebühne, die aus 2 Eisenbetonwänden in 7,15 m Abstand und der beweglichen Querkonstruktion besteht (vgl. Abb. 1). Die Gleise sind durch eiserne Prellböcke abgeschlossen, die auf je zwei einhüftigen Eisenbetonrahmen an der einen Längswand gelagert sind. Örtlicher Verhältnisse wegen mußten diese Rahmen mit der Wand fest verbunden werden, sodaß auch sie den Stoß der anfahrenden Wagen aufzunehmen hat. Um möglichst das ganze Bauwerk zur Mitwirkung heranzuziehen, wurden die beiden Wände durch Zugbänder verankert.

Die Berechnung wurde auf Grundlage des Satzes von der Erhaltung der Energie aufgestellt. Dabei wurde davon ausgegangen, daß die Stoßkraft S des bewegten Wagens Verbiegungen, Längenänderungen und Verschiebungen in allen Teilen der Konstruktion hervorruft, wobei diese eine Arbeit leistet, die der lebendigen Kraft gleichgesetzt und durch S ausgedrückt werden kann. Es ergibt sich eine quadratische Gleichung und aus dieser S.

Als mitwirkende Konstruktionsteile sind anzusehen: A) die Pufferfedern des Wagens, B) die Eisenkonstruktion des

Prellbockes, C) die Eisenbetonrahmen, D) die Zugbänder und E) die Längswände der Schiebebühne.

Da hier nicht eine rein theoretische Untersuchung, sondern die Berechnung eines ausgeführten Bauwerkes beabsichtigt wird, so kann nicht der Einfluß aller Faktoren berücksichtigt werden. Daher wurde z. B. die, rechnerisch nicht erfaßbare, Einwirkung der Längswände außer Acht gelassen, ebenso der Einfluß einer Temperaturänderung.

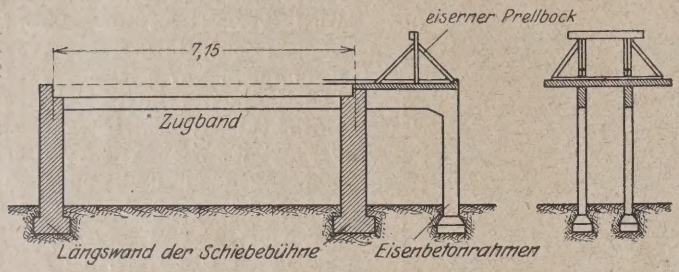


Abb. 1.

Alle Zahlenangaben beziehen sich auf die halbe, einer Schiene entsprechende, Konstruktion; Ausrechnung mit dem Rechenschieber.

A. Pufferfedern des Wagens.

Nach Hütte I, 20. Aufl., S. 498, gilt für Kegelfedern mit rechteckigem Querschnitt:

$$\text{Durchbiegung } f = 1{,}8\, r^2 L \frac{b^2+h^2}{b^3 h^3} \cdot \frac{S}{g}$$

(Maße in cm und kg).

Zeichenerklärung:

r = größer Radius, bis Mitte Federquerschnitt gemessen,
L = Länge der gestreckt gedachten Feder,
b = Breite, h = Höhe } des Blattquerschnitts,
g = Gleitmodul.

Nach den Preußischen Normen für Wagen (Hütte II. 20. Aufl., S. 753) ist:

der Blattquerschnitt, b. h = 7,5 . 14,5 mm,
der lichte Durchmesser oben 54 mm,
der äußere Durchmesser unten 160 mm,
die Zahl der Windungen U = 5.

Wird eine Feder für 1 Puffer angenommen, dann ergibt sich:

r = 7,6 cm
L = 162 „
b = 0,75 „
h = 14,5 „
g = 850 000 kg/qcm (für Federstahl)

$$f = 1{,}8 \cdot 7{,}6^2 \cdot 162 \cdot \frac{1{,}75^2 + 14{,}5^2}{0{,}75^3 \cdot 14{,}5^3} \cdot \frac{1}{850\,000} S$$

$$= \frac{3{,}18}{10^3} S \text{ (in cm)} = \frac{3{,}18}{10^5} S \text{ (in m)}$$

S ist in kg auszudrücken; soll es in Tonnen eingesetzt werden, so gilt:

$$f = \frac{3{,}18}{10^5} 1000\, S = \frac{3{,}18}{10^2} S.$$

$$\text{Arbeit: } A = \frac{1}{2} S f = \frac{1{,}59}{10^2} S^2 = \frac{1590}{10^5} S^2 \text{ mt.}$$

B. Eisenkonstruktion des Prellbockes.

Der Prellbock besteht aus je 2 Streben 2 L 80 . 120 . 10 und einem Pfosten, der spannungslos bleibt.

$$A = 2 \frac{1}{2} \cdot \frac{N^2 L}{E F}$$

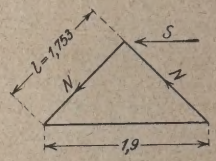


Abb. 2.

Zeichenerklärung:

L = 1,755 m
F = 2 . 0,001 91 = 0,003 82 qm
E = 21,500 000 t/qm
EF = 82 100 t

$$N = \frac{1{,}755}{1{,}9} S = 0{,}925\, S$$

$$\text{Arbeit: } A = 2 \frac{1}{2} \cdot \frac{0{,}925^2}{82\,100} \cdot 1{,}755\, S^2 = \frac{1{,}82}{10^5} \cdot S^2$$

C. Eisenbetonrahmen.

Arbeit wird von den Momenten und Längskräften geleistet, die durch die Stoßkraft S hervorgerufen werden und durch das Eigengewicht, das die Durchbiegungen und Längenänderungen mitmachen muß. Wie Versuchsrechnungen zeigen, ist der Einfluß des Eigengewichtes verschwindend klein und kann daher vernachlässigt werden.

Der Rahmen wird als unten eingespannt, oben gelenkig gelagert angesehen und nach Kleinlogel, „Rahmenformeln", 2. Aufl., 1919, S. 22 und 23 berechnet.

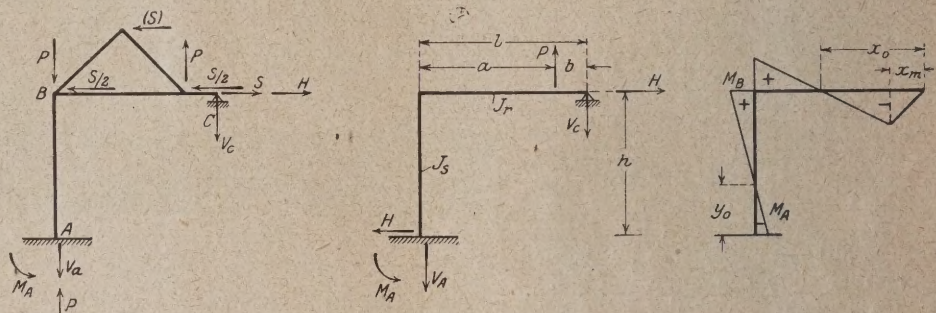


Abb. 3.

Zeichenerklärung:

Rahmen:

L = 2,65 m
h = 2,54 m
a = 1,9 m
b = 0,75 m

$\frac{a}{L} = 0{,}718$
$\frac{h}{L} = 0{,}283$
$\frac{L}{h} = 1{,}04 = \frac{1}{0{,}962}$

$J_r = 0{,}0123$ m⁴
$J_s = 0{,}0016$ m⁴
$F_r = 0{,}2364$ m⁴
$F_s = 0{,}12$ m⁴

E = 1400 000 t/qm
E J_r = 17 300 tm²
E F_r = 332 000 t

$$\frac{F_r}{F_s} = 1{,}97$$

$$K = \frac{J_r}{J_s} \frac{h}{L} = 7{,}41$$

$$P = \frac{1{,}474}{1{,}9} S = 0{,}776\, S = \frac{1}{1{,}29} S$$

Zugband:

L = 8,0 m
F_z = 0,0006 qm
E F_z = 21 500 000 . 0,0006 = 12 900 t

$$V_c = \frac{P}{L^3} \cdot \frac{4L^3 - 6bL^2 + 2b^3 + 3aL^2K}{3K+4} = \frac{4 - 6\frac{b}{L} + 2\left(\frac{b}{L}\right)^3 + 3\frac{a}{L}K}{3K+4} P$$
$$= 0{,}698\,P$$

$$H = \left(P\frac{a}{h} - V_c\frac{L}{h}\right)\frac{3}{2} = \frac{3}{2}\frac{L}{h}\left(P\frac{a}{L} - V_c\right) = 0{,}031\,P$$

$$M_A = V_c L - Pa + Hh = L\left(V_c - P\frac{a}{L} + H\frac{h}{L}\right) = 0{,}01\,P$$

$$M_B = V_c L - Pa = L\left(V_c - P\frac{a}{L}\right) = -0{,}02\,P\,l$$

$$V_c x_0 - P(x_0 - b) = 0, \qquad x_0 = \frac{Pb}{P - V_c} = 0{,}937\,L$$

$$y_0 = \frac{M_A}{H} = 0{,}323\,L$$

a) Durchbiegung.

$$A = \frac{1}{2}\int \frac{1}{EJ} M^2\,dx$$

Da die Momentenflächen durchweg dreieckförmig sind (Abb. 5), so hat das Intregal allgemein die Form

$$\int M^2\,dx = \frac{1}{3} M_L^2\,L$$

$$A = \frac{1}{2}\cdot\frac{1}{3EJ} V_c^2 b^2 x_0 + M_B^2(L - x_0) + \frac{J_r}{J_s} M_B^2(h - y_0) + M_A^2 y_0$$
$$= \frac{6{,}96}{10^5} P^2 = \frac{4{,}20}{10^5} S^2$$

b) Längskräfte.

$$A = \int \frac{N^2}{EF}\,ds \qquad (N = \text{Normalkraft})$$

$$A = \frac{(H+S)^2}{EF_r} b + \frac{\left(H + \frac{S}{2}\right)^2}{EF_r} a + \frac{V_c^2}{EF_s} h$$
$$= \frac{L}{EF_r}(H+S)^2\frac{b}{L} + \left(H + \frac{S}{2}\right)^2\frac{a}{L} + \frac{F_r}{F_s} V_c^2 \frac{h}{L}$$
$$= \frac{1{,}40}{10^5} P^2 = \frac{0{,}844}{10^5} S^2$$

Arbeit des Eisenbetonrahmens:

$$A = \frac{S^2}{10^5}(4{,}20 + 0{,}844) = \frac{5{,}044}{10^5} S^2$$

D. Zugband.

$$A = \frac{1}{2}\cdot\frac{(S+H)^2}{EF_z} L = \frac{1}{2}\cdot\frac{P^2}{12\,900}(1{,}29 + 0{,}31)^2\,8{,}0 = \frac{54{,}10}{10^5} P^2$$
$$= \frac{32{,}6}{10^5} S^2.$$

E. Längswände

bleiben unberücksichtigt.

F. Einfluß der Dehnung des Zugbandes.

Die Dehnung des Zugbandes verursacht eine Verschiebung des ganzen Kräftesystems in wagerechter Richtung um die Strecke Δ, gibt also einen weiteren Beitrag zur Arbeit.

$$\Delta = \frac{S+H}{EF_z} L = \frac{1{,}29 + 0{,}031}{12\,900}\,8{,}0\,P = \frac{81{,}9}{10^5} P = \frac{63{,}3}{10^5} S$$

a) Eisenbetonrahmen.

$$A = -\frac{1}{2} H\Delta = -\frac{1}{2}\,0{,}031 \cdot \frac{81{,}9}{10^5}\cdot\frac{P^2}{10^5} = -\frac{1{,}27}{10^5} P^2 = -\frac{0{,}764}{10^5} S^2$$

b) Eisenkonstruktion.

$$A = \frac{1}{2}\cdot 2N\frac{\Delta}{\sqrt{2}} = \frac{N\Delta}{\sqrt{2}} = \frac{0{,}925 \cdot 63{,}3}{\sqrt{2}}\cdot\frac{S^2}{10^5} = \frac{41{,}4}{10^5} S^2$$

Arbeit infolge Dehnung des Zugbandes:

$$A = (-0{,}764 + 41{,}4)\frac{S^2}{10^5} = 40{,}626 \cdot \frac{S^2}{10^5}$$

Zusammenstellung der Arbeitsleistungen der Konstruktionsteile.

A. Pufferfedern .	$A = 1590{,}00$	$\frac{S^2}{10^5}$	=	95,17 %
B. Prellbock	1,82	„	=	0,11 „
C. Eisenbetonrahmen .	5,04	„	=	0,30 „
D. Zugband	32,60	„	=	1,96 „
E. Längswände	—			—
F. Dehnung des Zugbandes	40,64	„	=	2,45 „
Arbeit des ganzen Bauwerks	1671,00	$\frac{S^2}{10^5}$	=	99,99 %

Die lebendige Kraft des anfahrenden Wagens ist $\frac{Mv^2}{2}$,

Gewicht des Wagens G = 30 t,
Geschwindigkeit des Wagens v = 40 m/Min = $^2/_3$ m/Sek,
Masse des Wa ens (für 1 Schiene gerechnet):

$$M = \frac{^1/_2\,G}{g} = \frac{1}{2}\cdot\frac{30}{9{,}81} = 1{,}53\ \text{t/m/Sek}^2$$

$$\frac{Mv^2}{2} = \frac{1{,}53\,(^2/_3)^2}{2} = 0{,}34\ \text{mt}.$$

Aus $A = \frac{Mv^2}{2}$ ergibt sich:

$$\frac{1671{,}0}{10^5} S^2 = 0{,}34$$
$$S^2 = 20{,}35$$
$$S = 4{,}51\ \text{t}.$$

Die Zusammenstellung der Arbeitsleistungen nach Prozenten zeigt, außer dem entscheidenden Anteil der Pufferfedern auf die Abminderung der Stoßkraft, ein großes Übergewicht des Einflusses der eisernen Konstruktionsteile gegenüber dem Eisenbetonrahmen — ein Ergebnis, das bei der Verschiedenheit der Elastizitätskoeffizienten zu erwarten war.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Einfluß von Gips- und Chlorkalziumzusätzen zu Zement auf dessen Schwinden. Von Dr. A. Guttmann, Zement 1920, Heft 25 und 34. Bericht hierüber in der D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 17, S. 134—135.

Travertin-Kunststein. Bauwelt 1920, Heft 45, S. 789.

Schlacken für den Hohlblockbau. Bauwelt 1920, Heft 45, S. 789.

Schlackensteine. Von H. Gerves. Angaben über die Schlackensteinherstellung im Schlackensteinwerk Tegel. Tonindustrie-Ztg. 1920 Nr. 102. ¾ Spalte.

Das Abbruchsverbot eines Kalksandsteinwerkes. 1½ Seite. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 132, S. 1155—1156.

Statik und Festigkeitslehre.

Graphische Bestimmung der Kreuzlinienabschnitte kontinuierlicher Träger bei Streckenlasten. Von Ing. Th. Bachmann, z. Zt. Mailand. Schweizer. Bau-Ztg. vom 13. Nov. 1920, unter Beziehung auf die Nr. vom 22. II. 1913, S. 102, Bd. 61. 1 Spalte.

Eine einfache zeichnerische Flächenermittelung und ihre Anwendungen. Von Bräulen, Wiesbaden, im Zentralbl. d. Bauw. 1920, Nr. 89, S. 560—562.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

Die zweigleisige Johannestalbrücke im Zuge der Eisenbahnstrecke Hannover—Hamm. Über den Bau der Brücke für die beim viergleisigen Ausbau der Strecke Hannover—Hamm—Köln verlegten weiteren zwei Gleise. Länge 380 m, Höhe im Mittel 20 m. Abstand der Achsen der alten und der neuen Brücke 13,5 m, 2 m Pfeilerstärke, 10 m Lichtweite, 26 Öffnungen. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Gaede. Zentralbl. d. Bauv. 1920, S. 571—575.

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

Die Brücke der Linie Aachen—Tongern über das Geultal, die Maas und den Maaskanal. Von Prof. H. Kirchner, Berlin-Steglitz. Entwurfs- und Bauarbeiten Man, Gustavsburg. Balkenbrücke. D. Bau-Ztg. 1920, Nr. 88 u. folgende.

Dunckerbrücke in Berlin. Gerber-Vollwandträger 10,6—20,0—10,6 m Öffnungen. Eisenbetonfahrbahntafel von Dyckerhoff & Widmann, Eisenkonstruktion von Fa. Druckmüller. Tiefbau 1920.

Die günstigste Pfostenhöhe über Mittelstützen durchlaufender Träger mit unten liegender Fahrbahn. Zuschriften zu der Veröffentlichung von Dipl.-Ing. A. Eggenschwyler im Zentralblatt 1920, S. 318—319 von Dr.-Ing. Sonntag, Dr.-Ing. Bohny und Eggenschwyler ebenda, Nr. 88, S. 554—556.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Traß für Zementwaren. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 102, 25 Zeilen. Nr. 118, ¾ Spalte.

Traurige Ergebnisse der Lehmbauweise. Von Arch. Karl Mathies. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 109. 1 Seite (962).

Lehmbau. Von Baurat Neumann, Neuruppin. 1 Seite. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 112, S. 984.

Vom „Lehmbau". Von Arch. Hans Naef in Zürich. 2½ Seite in der Schweizerischen Bau-Ztg. vom 25. Sept. 1920.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

— — — —

Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

Angenäherte Berechnung der Wasserführung und Geschiebebewegung von Flüssen mittels elliptischer Hilfsflächen. Von Dr.-Ing. Franz Skrobanek, Bauoberkommissär, Wien. Österr. Monatsschrift f. d. öffth. Baudienst usw. 1920, Heft 8, 4½ Seiten.

Neue Kaimauer im Hafen von Kopenhagen. 1915—16. D. B.-Ztg. 1917, Nr. 22, S. 157—162. Ausführliche Behandlung mit vielen Abbildungen.

Die Tauchschleuse, eine neue Schleuse ohne Wasserverbrauch. (Grün & Bilfinger.) Beschreibung im Tiefbau 1920, Nr. 86, mit Abbildungen wie im Bauingenieur 1920, Heft 16.

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Die Wasserkräfte und ihr wirtschaftlicher Wert. Vorteilhafteste Nutzbarmachung durch Speicherwerke. Die Wasserkräfte Frankreichs. Inhaltliche Wiedergabe der Vorträge von Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. Schmick und von Dr. Rümelin, die auf der Tagung der D. Ges. f. Bauingenieurwesen gehalten worden sind, im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 88, S. 553—54.

Wasserkraftanlagen am Steirergraben. Von Ing. Hauptmann Friedrich Thurner, Frieach (Kärnten). Die Verwendung des Eisenbetons hierbei. Beton u. Eisen 1920, Heft 16, S. 188—89.

Das Prüfen von Wasserkraftmaschinen. Von W. Müller, Stuttgart. A) Das wirksame Gefälle, B) die verbrauchte sekundliche Wassermenge, C) die gebremste Nutzarbeit, D) die minutliche Umlaufszahl des Motors. Städtischer Tiefbau 1920, Heft 20, S. 155—160.

Die Pumpenanlage des hydraulischen Kraftakkumulierungswerkes Viverone. Von Obering. G. Müller, Winterthur. Die Arbeit bringt nicht nur Maschinentechnisches und ist in der Schweizerischen Bauzeitung vom 18. und 25. September 1920 veröffentlicht.

Eine 50 m hohe bogenförmige Talsperre in Stampfbeton. Schweizerische Bau-Ztg. vom 16. 10. 20 und kurzer Bericht darüber D. Bau-Ztg., Mitt. f. Zem. u. Beton 1920, Nr. 17, S. 136.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

Einiges von den Landstraßen Frankreichs. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Zehlendorf-Berlin. 2½ Seite in der Verkehrstechnik 1920, Nr. 26.

Eisenbahnbau und -betrieb.

Über die Gruppierung der Gleise bei Kopfbahnhöfen mit Zugsdurchgang. Von Ing. Rob. Findeis, Prof. a. d. Technischen Hochschule zu Wien. Schweiz. Bau-Ztg. vom 2. X. 20. Wissenschaftliche Untersuchung.

Führung der Berliner Hoch- und Untergrundbahnen durch bebaute Viertel. 5 Seiten mit 15 Abbild. in der Verkehrstechnik 1920, Heft 25.

Eisenbetonschwellen mit Asbestzementbetoneinlagen. Bauwelt 1920, S. 789.

Weichenmerkzeichen aus Beton. Ebenda S. 788.

Wasserstraßen oder Eisenbahnen? Von Dr.-Ing. Helm, o. Prof. a. D., Berlin. Verkehrstechnik 1920, Heft 30, S. 417—422.

Beitrag zur Besserung des Wagenumlaufs. Von Dr.-Ing. Louis Jänecke. Ztg. d. V. d. Eisenbahnverwaltungen 1920, Nr. 77. 4 Seiten.

Über die Ausgestaltung der Verschiebebahnhöfe, ebenda 1920, Nr. 79. Von Geh. Baurat Heinrich. 5 Seiten.

75 Jahre Eisenbahn in Württemberg. Ebenda, Nr. 81, S. 875—76.

Eisenbetonbau.

Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.

Wodurch haftet Beton an Eisen? Mitteilung der Ausführungen in der französischen Akademie der Wissenschaften von Vasilesco Karpens nach Génie Civil vom 26. 7. 1919 in Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 110, S. 968.

Einwirkung von Kohle auf Beton. Behandlung der Frage allgemein. Weiter Abdruck der Ergebnisse der vom Deutschen Betonverein veranstalteten Umfrage. Beton u. Eisen 1920, Heft 17/18, S. 215—17.

Verschiedene hervorragende während des Krieges ausgeführte Eisenbetonbauten der A.-G. Wayß & Freytag. Nach einem Vortrag von Bauinspektor a. D. Meisenhelder, Neustadt a. H., auf der 23. Hauptvers. des D. B. V. 1920 in Berlin. 1. Wasserturm zu Völklingen. 2. Flugzeughalle bei Muggensturm, Baden. 3. Montagehalle der Daimlergesellschaft, Untertürkheim. D. B.-Ztg., Mitt. f. Zem. u. Beton 1920, Nr. 16, 17 und 18.

Eisenbeton im Auslande. Beachtenswerte Leistungen beim ersten Eisenbetonkornspeicher in Australien. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 112, S. 985.

Die Fabrikanlage des österreichischen Vereins für chemische und metallurgische Produktion in Falkenau a. d. Eger. Von Dr.-Ing. Hugo Szekely, Budapest. Beton u. Eisen 1920, Heft 17/18 u. 19.

Neue Kaimauer im Hafen von Kopenhagen 1915—16. Kurzer Bericht nebst Abb. vgl. D. B.-Ztg. 1917, Nr. 22, S. 157—162. (Ausführlichere Behandlung mit vielen Abbildungen.)

Wasserkraftanlagen am Steirergraben. Von Ing. Hauptmann Friedrich Thurner, Frieach (Kärnten). Die Verwendung des Eisenbetons hierbei. Beton u. Eisen 1920, Heft 16, S. 188—89.

Hochhaus-Entwürfe. Beachtenswerte Entwürfe von Stadtbaurat Berg für Breslau geplanter Hochbauten, besprochen mit Abb. in der Bauwelt 1920, Heft 46. 2 Seiten.

Ein Wasserbehälter in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Ernst Havas, Budapest. Rechteckiger Behälter zu ebener Erde: 20 × 2,70 × 2,30 m. Statische Behandlung, bauliche Ausbildung, Bauvorgang. Beton u. Eisen 1920, Heft 17/18, S. 204—7.

Das erste seegehende (deutsche) Eisenbetonschiff. Götaalf. Erbaut von einer Berliner Firma in Holstein. 800 t, 500-PS-Dieselmotor. Bauwelt 1920, Heft 45, S. 585.

Amerikanische Eisenbetonschiffe. Die bisher gebauten größten Dampfer, beschrieben nach Concrete, Aug 1920, in der Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 133, S. 1163—64.

Die Entwicklung des Eisenbetonschiffbaues während der Kriegsjahre. Vortrag von Ing. Knud Hojgaard. Nach Ingeniören 1920, Nr. 56/57. Beton u. Eisen 1920, Heft 16, 17/18 u. 19.

Verstärkung beschädigter Maschinenfundamente. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 40, Bericht hierüber D. B.-Ztg., Mitt. f. Zem. u. Beton 1920, Nr. 17, S. 135.

Die Abbrüche von Beton- und Mauerwerk. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Lohmeyer, Emden. Beton u. Eisen 1920, Heft 7/8, 9/10, 12/13, 14, 15, 17/18. I. Hilfsmittel f. Abbruchsarbeiten: 1. Abbruch ohne Sprengungen, 2. Herstellen von Bohrlöchern, 3. Sprengungen, 4. Hilfsausrüstungen für Bohren und Sprengen, 5. Fallmeißel. II. Ausführung des Abbruches. A. Abbruch im Trockenen: 1. Ingenieurhochbauten, 2. Mauern, 3. Fußböden und Pflaster aus Beton, 4. Brückengewölbe, 5. Brückenpfeiler, 6. Verschiedenes; B. Abbruch unter Wasser: 1. Brückenpfeiler, 2. Kaimauern, 3. Unterwassersprengungen im allgemeinen.

Eisenbau.

Eisenbrücken siehe unter Brückenbau.

— — — —

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

— — — —

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung. Sonstiges.

C. O. Gleim. Nachruf in der Schweizerischen Bau-Ztg. vom 13. 11. 20.

Die Wanderversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 15.—18. September 1920 in München. Bericht von Dr. Petry in Beton u. Eisen 1920, Heft 17/18, S. 218—19.

Praktischer Taylorismus. Vortrag von Prokurist Justus Bormann, Wien. Taylor-Ztschr. 1920, Heft 6. S. 93—95.

Das Taylorsystem und dessen Anwendung. Nach einem Vortrage von Dr. Franz Hufnagl, Prag, in der Taylor-Ztschr. 1920, Heft 6. 2½ Seiten.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Die Not und die Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft.

Wenn auch zunächst nach dem Ausgange des unglücklichen Krieges sich die deutsche Wissenschaft, scheinbar lebensfähig, in die schwere neue Zeit hinübergerettet hatte, so war das doch nur scheinbar und von kurzer Dauer. Das gewisse Maß von materiellen Voraussetzungen, unerläßlich für jede Wissenschaft, konnte ihr mit dem Fortschreiten des Zusammenbruches des Reiches nicht mehr zur Verfügung gestellt werden. Infolge der ungeheuren Steigerung aller Preise fehlte dem deutschen Forscher bald jede Möglichkeit, sich forschend zu betätigen. Die Etats der wissenschaftlichen Forschungs- und Lehrstätten, die Mittel der Bibliotheken konnten — den Einzelstaaten zur Last fallend — nur in geringem, mit dem Steigen aller Werte nicht annähernd Schritt haltenden Maße erhöht werden. Allein die Ausgaben für eine sehr bescheidene Aufrechterhaltung dieser Betriebe übertrafen bereits die der früheren Friedenszeit meist um ein Mehrfaches; für wissenschaftliche Zwecke blieb nichts übrig. Dabei stiegen die Preise der neu erschienenen deutschen Bücher auf das 5- bis 10-fache, die der ausländischen sogar um das 15- bis 20-fache, verlangten alle Rohstoffe, Apparate usw. Aufwendungen, die teilweise eine Vermehrung auf das 30-fache und mehr zeigten.

Eine weitere Steigerung erfuhr die wissenschaftliche Not durch die Schwierigkeit — weiterhin sogar Unmöglichkeit — des Druckes wissenschaftlicher Arbeiten. Wertvolle, die deutsche Wissenschaft auch im Auslande verbreitende Zeitschriften mußten ihr Erscheinen teilweise oder ganz einstellen, ihre Arbeitsgebiete unter Umständen dem Auslande überlassen; wertvolle wissenschaftliche Monographien konnten überhaupt nicht mehr gedruckt werden. Der geregelte Fortgang der Wissenschaft wurde fast unmöglich, die Heranziehung eines brauchbaren wissenschaftlichen Nachwuchses, die Beurteilung neu einzustellender Lehr- und Forschungskräfte nach ihrer geistigen Leistung wurden in Frage gestellt. Wird aber ein Jahrzehnt oder mehr die wissenschaftliche Tradition unterbrochen, die fortschreitende Entwicklung der Wissenschaft gehemmt, so geht diese daran zugrunde. Gerade die deutsche Wissenschaft ist es aber, die heute noch im Auslande dem deutschen Namen Geltung verschafft, die Ansehen dem deutschen Geiste, der deutschen Kultur erzwingt; sie ist es, die gerade in den schweren Gegenwartszuständen für die Gesamtheit des Volkes die Wege weisen kann, die scheinbar unüberbrückbaren Schwierigkeiten des Wirtschaftslebens zu überwinden. In diesem Zusammenhange sei nur an die Forschungen über Braunkohlenvergasung und Wärmeersparnis, an die hüttenmännische Verarbeitung der deutschen Raseneisenerze, an die Verbilligung der Bauweisen, an die Förderung der schwer ringenden Volksgesundheit, das Siedlungswesen, an die Probleme unserer Finanzlage, die an Wirtschaftswissenschaft und an die mathematische Durchbildung weiter Volkskreise hohe Anforderungen stellen u. a. m. erinnert. Da aber die Höhe naturwissenschaftlicher Forschung grundlegend beeinflußt wird durch den hohen Stand der allgemeinen Geistesbildung der deutschen Gelehrten, durch die methodische Zucht, die der deutschen Wissenschaft den Stempel aufgedrückt hat, so muß auch der Notlage unserer Geisteskultur wirksamst gesteuert werden. Hiermit stehen aber in engster Wechselbeziehung auf dem Spiele unser Erziehungs- und Bildungswesen, literarische und künstlerische Leistungen und schließlich die Unabhängigkeit vom Auslande in geistiger Hinsicht.

Als Hauptnotwendigkeiten, und zwar bereits für die allernächste Zukunft, sind deshalb die Möglichkeiten zu sichern, die Forschungsarbeiten in unseren deutschen Forschungsstätten ungehindert fortzusetzen, die Forschungsergebnisse druckschriftlich zu veröffentlichen und das gesamte notwendige Forschungsmaterial einschließlich der in- und ausländischen Literatur zu beschaffen.

Naturgemäß wird mit der Sicherung dieser Möglichkeiten auch auf so manchem Wissenschaftsgebiete eine Umgestaltung notwendig werden. Zeitschriften ähnlicher Richtung müssen miteinander verschmolzen werden; alle wissenschaftlichen Darstellungen müssen sich möglichster Kürze befleißigen, eine Auswahl des wirklich Wertvollen wird stattfinden müssen. Rechnet man in Deutschland mit rd 200 grundlegenden Zeitschriften für das Gesamtgebiet der Wissenschaft und gewährt man einer jeden in Zukunft die bei den heutigen Herstellungskosten immerhin noch sehr geringe Unterstützung von je 20 000 M., so werden allein hierfür zukünftig 400 000 M. jährlich erfordert werden. Die gleiche Summe wird notwendig werden zur Herausgabe wissenschaftlicher Monographien und von Werken, die besonders hohe Kosten bedingen und nicht als sich selbst tragend anzusprechen sind.

Noch schwieriger liegen die Verhältnisse in unserem Bibliothekswesen. Gerade dieses ist durch den Krieg und seine Folgen auf das schwerste betroffen. Die Preise für Bücher sind, wie vorerwähnt, um ein Vielfaches gestiegen; dabei konnten aber für zusammen 47 größere deutsche Bibliotheken die bisher zu rd 1,9 Millionen vorgesehenen gesamten Vermehrungsfonds nur um rd 600 000 M. in ihrer Gesamtheit erhöht werden. Demgemäß ist die Not auf dem Gebiete des Zeitschriftenwesens — namentlich des ausländischen — ungeheuer geworden. Die Berliner Staatsbibliothek kann sich z. B. statt der früheren 2300 ausländischen Zeitschriften z. Zt. nur noch etwa 150 halten. Für sämtliche andern deutschen Bibliotheken ist die Zahl der gehaltenen ausländischen Zeitschriften von 3000 vor dem Kriege auf 250 herabgesunken. Was das für die deutsche Forschung und den Fortschritt der Wissenschaft bedeutet, bedarf keiner Erläuterung. Hier sind in Zukunft Millionen notwendig, namentlich wenn wenigstens an der einen oder anderen Stelle die im Kriege erschienene wertvolle Auslandsliteratur nachträglich eingefügt werden soll. Aber auch hier werden Wandlungen in Zukunft eintreten müssen. Einer Einigung der größeren deutschen Bibliotheken wird es vorbehalten bleiben, diese oder jene Auslandsliteratur zu ihrer Sonderdomäne zu machen und ihre Schätze leihweise der wissenschaftlichen Welt zur Verfügung zu stellen. Die den Bibliotheken erwachsenden Aufgaben müssen dementsprechend geteilt werden, wenn auch hiermit zunächst Erschwernisse verbunden sind und die einzelnen Kataloge in höherem Grade Allgemeingut werden müssen wie bisher.

Gewaltige Summen wird auch die Beschaffung der Forschungsmaterialien, namentlich in den Laboratorien der Technik, Chemie, Physik usw. erfordern. Allein zur Instandhaltung und zum Betriebe der Forschungsstätten werden heute Mittel in einer Ausdehnung verlangt, die um ein Vielfaches die bisherigen Etatmittel für die Institute überschreiten. Man denke nur an die Preise der Metalle, an chemische Stoffe, deren Kosten teilweise auf das Hundertfache und mehr gestiegen sind, an Apparate usw. Hier sind die Zuschüsse bei vorsichtiger Schätzung auf etwa 20 Millionen Mark für das Jahr veranschlagt, eine Summe, die naturgemäß mit dem weiteren Ansteigen aller Preise eine Erhöhung in Zukunft verlangen wird. Gerade aber auf diesem Gebiete der Forschung ist jeder Zeitverlust für die deutsche Wissenschaft, für unsere nationale Geltung und unseren Wiederaufstieg verhängnisvoll. Das Ausland sucht uns zu überflügeln; im Inlande wächst die Gefahr, unsere Erzeugung aus den uns verbleibenden Roh-

stoffen mit einer hochwertigen Arbeitsausfuhr ins Ausland nicht in Einklang zu bringen.

Mit einem einmaligen Zuschuß für alle diese Arbeiten und Notwendigkeiten ist der deutschen Wissenschaft naturgemäß nicht gedient. Hier muß eine dauernde, großzügige und weitschauende Unterstützung Platz greifen.

Von diesem Gesichtspunkte aus und von dem vollen Verständnisse für die gewaltige Not der deutschen Wissenschaft durchdrungen, haben sich am Sonnabend, den 6. November im Sitzungssaale der Berliner Akademie der Wissenschaften, unter den Bildern von Alexander von Humboldt, Ranke, Helmholtz, Lepsius usw. die Vertreter der deutschen wissenschaftlichen Akademien, der Universitäten und Technischen Hochschulen des Reiches, der Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft und wissenschaftlicher großer Verbände vereinigt, um sich zu einer Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft zusammenzuschließen und deren Gründungsakt zu vollziehen. Unter Leitung des früheren preußischen Kultusministers Schmidt-Ott wurden die Satzungen beraten und angenommen. Der Zweck der Gemeinschaft ist, die der deutschen wissenschaftlichen Forschung durch die gegenwärtige wirtschaftliche Notlage erwachsene Gefahr eines vollkommenen Zusammenbruches abzuwenden. Mitglieder sind die Akademien in Berlin, Göttingen, Heidelberg, Leipzig und München, die deutschen Universitäten und Technischen Hochschulen, die Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft zur Förderung der Wissenschaft, der Deutsche Verband der Techn. Wissensch. Vereine, die Deutsche Gesellschaft der Naturforscher und Ärzte. Daneben kann auch späterhin die Aufnahme großer wissenschaftlicher Körperschaften ausnahmsweise mit Zustimmung der Gemeinschaftsorgane erfolgen. Die Leitung der Geschäfte steht in erster Linie einem dreigliedrigen Präsidium, dann in enger Verbindung mit ihm einem Hauptausschusse, weiterhin der jährlich einmal zusammentretenden Mitgliederversammlung zu. Zum Präsidenten wurde Exzellenz Schmidt-Ott in Berlin, zu seinen Vertretern die Herren Geheimer Rat Prof. Dr. Dyck von der Technischen Hochschule München und Geheimer Reg.-Rat Prof. Dr. Dr. Haber von der Kaiser Wilhelm-Gesellschaft gewählt; im Hauptausschuß werden die Technischen Hochschulen durch die Herren Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Müller-Breslau (Berlin) und Professor Dr.-Ing. Nägel (Dresden) vertreten sein. Die Amtszeit des Präsidiums beträgt 3 Jahre. In Gemeinschaft mit dem ihm zur Seite stehenden Präsidium fällt dem 11-gliedrigen Hauptausschuß die Aufgabe zu, die Ansprüche der verschiedenen Wissenschaftszweige gegeneinander auszugleichen und über die Wahrung voller Unparteilichkeit bei der Verteilung der Mittel zu wachen, wie auch auf möglichste Kostenersparnis und auf zweckmäßigste Verwendung der Mittel hinzuwirken.

Durch Präsidium und Hauptausschuß sind für die in Betracht kommenden einzelnen wissenschaftlichen Gebiete Fachausschüsse von wissenschaftlichen Mitgliedern zu bilden. Hierbei ist dafür Sorge zu tragen, daß die Gesamtheit der wissenschaftlichen Interessen der Fachgebiete unter strenger Wahrung der Sachlichkeit vertreten ist. Die Mitglieder werden auf 2 Jahre bestellt. Die Fachausschüsse haben die Richtlinien für die zweckmäßigste Verwendung der Mittel zu entwerfen und den Verteilungsplan für sie nach den gemachten Anforderungen aufzustellen.

Die Mitgliederversammlung, die jährlich einmal an geeigneter Stelle im Reiche zusammentritt, hat Berichte entgegenzunehmen, kann Anregungen geben und hat die Wahlen zu vollziehen.

So stellt sich in großen Zügen die bedeutungsvolle Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft dar. Aus der Not unserer Tage geboren, kraftvoll durch die Organe, die sie geschaffen und stützen und durch die Gedanken, die sie verkörpert, wird sie werben und die gewaltigen Mittel an sich heranziehen, die sie braucht, um ihre hohe Sendung zu erfüllen, um die deutsche Wissenschaft nicht verkümmern zu lassen.

Neben Mitteln, die vom Reiche erhofft werden, wird es vorwiegend die deutsche Industrie, daneben Amerika, das sich für die deutsche Geisteskultur auch in der Verhetzung der Tage noch Verständnis bewahrt hat, sein, auf deren Hilfe die deutsche Wissenschaft zählen darf. M. F.

Bericht über die Arbeiten des Normenausschusses der Deutschen Industrie.

Arbeitsausschuß für Beton und Eisenbeton.

(Im Anschluß an den Bericht in Heft 11 [S. 331]).

In der am 8. Mai in Berlin abgehaltenen Sitzung wurden die Normenblätter für folgende Gruppen vorläufig festgesetzt:

Hauptgruppe A. Zementwaren. Abteilung I. Tiefbau-Zementwaren.

Gruppe 2c. Grenz- und Nummersteine aus Beton.

1. Grenzsteine.

Der Bearbeiter, Herr Dr.-Ing. Petry, Direktor des „Deutschen Betonvereins (D.B.V.), legte in der Sitzung vom 30. Mai 1919 einen Vorschlag des „Zementwaren-Fabrikanten-Vereins Deutschlands" vor. Dieser umfaßte 4 Arten von Grenzsteinen,

Man beschloß jedoch, nur die Klasse II mit 600 und 800 mm Länge (Abb. 1 u. 2) zu normen, zunächst aber hierzu die Landesvermessungsämter der Gliedstaaten Preußen, Bayern, Sachsen, Württemberg und Baden zu hören. Auf Grund der hiernach erfolgten ziemlich umfänglichen Umfrage gingen von einer großen Anzahl von zuständigen staatlichen Behörden sowie einigen Mitgliedsfirmen des „D.B.V." Erwiderungen und Abänderungsvorschläge ein, die zu den gegenwärtigen Vorschlägen Größe I bis III (Abb. 1—3) führten.

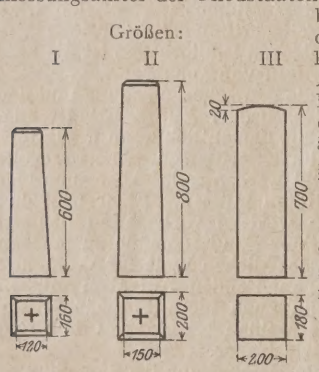


Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3.
Grenzsteine aus Beton.
(Maße in mm)

Bei Größe I und II wird oben auf der Stirnfläche, deren Kanten abzufasen sind, ein Kreuz ausgespart. Die Querschnittsabmessungen sind größer, auch ist die konische Form des Steines stärker ausgeprägt als bei dem ursprünglichen Vorschlage.

Größe III (Abb. 3), welche für den Eisenbahnbau bestimmt ist und auf der Vorderfläche Schriftzeichen oder Zahlen aufnehmen soll, ist oben flach abzurunden.

2. Nummersteine.

In der Sitzung vom 30. 5. 19 schlug Herr Dr.-Ing. Petry auf Grund der Anregungen des „Zementwaren-Fabrikanten-Vereins Deutschlands" und einiger Mitgliedsfirmen des „D.B.V." die Normung von 4 Arten von Kilometersteinen vor:

Es wurde beschlossen, nur 2 Vorschläge dem „AA. f. Straßenbaustoffe" und den zuständigen Landesbehörden der Gliedstaaten vorzulegen.

Darauf war eine größere Anzahl von Abänderungsvorschlägen eingegangen, die z. T. sehr beachtlich waren und es erforderlich machten, die Vorschläge der 1. Sitzung noch zu ergänzen, so daß der vorliegende Normenblattentwurf (Abb. 4—7) entstand, der 4 Größen umfaßt. Da diese Steine auch zur Abgrenzung von kleineren Entfernungen als 1000 m benutzt werden, wurde die Bezeichnung „Nummersteine" anstatt „Kilometersteine" gewählt.

Größe I wird oben nur allseitig zugespitzt, dagegen werden die übrigen Größen oben sowohl allseitig zugespitzt als in der Breitenrichtung flach abgerundet hergestellt.

Größe I ist als Kilometerstein für dreistellige Zahlen für Hauptbahnen,[1])

Größe II als Kilometerstein und auch für zweistellige Zahlen für Haupt- und Nebenbahnen sowie als 100-m-Stein für Hauptbahnen,

Größe III als 100-m-Stein für Haupt- und Nebenbahnen und als Kilometerstein für dreistellige Zahlen für Straßen und endlich

Größe IV als 100-m-Stein für Straßen bestimmt.

Es wurde der Erwartung Ausdruck gegeben, daß das Eisenbahn-Zentralamt, dem diese Vorschläge nochmals vorgelegt werden sollten und auch die anderen Behörden sich zugunsten der Normenbestrebung und der allgemeinen Vereinheitlichung dazu verstehen würden, einige ihrer verschiedenartigen Steine aufzugeben und dafür die vorgeschlagenen, vermittelnden Normen, die diesen sehr nahe kommen, anzuwenden.

Das Normenblatt ist alsdann durch das Eisenbahn-Zentralamt, Berlin, dem Herrn Minister der öffentlichen Arbeiten zur Entscheidung vorgelegt worden, worauf das Eisenbahn-Zentralamt am 22. Februar d. J. ein Deckblatt mit den im Bereiche der Reichseisenbahnen für Nummersteine jetzt allgemein gültigen Abmessungen übersandte, welche mit den Größen I bis III des Normenblattentwurfes vollkommen übereinstimmen.

Abteilung II. Hochbau-Zementwaren.

Gruppe 1. Deckenbauteile aus Beton und Eisenbeton.

Der Oberbaukommissar M. Bulnheim-Dresden legte als Bearbeiter dieser Gruppe nach Gehör des „gemeinsamen Sonderausschusses der Zementwaren-Fabrikanten-Vereine" in der Sitzung vom 30. 5. 19 einen Vorschlag für die Normung von „Zementdielen" und „Betonbalken" vor, der nach einigen Abänderungen zu dem in Übersicht I ersichtlichen Ergebnisse führte. Die Begründungen für die einzelnen Normenvorschläge sind auf dem Blatte selbst angebracht, so daß sich ihre Wiederholung erübrigt.[2]) Es sei nur kurz auf folgende Einzelheiten hingewiesen:

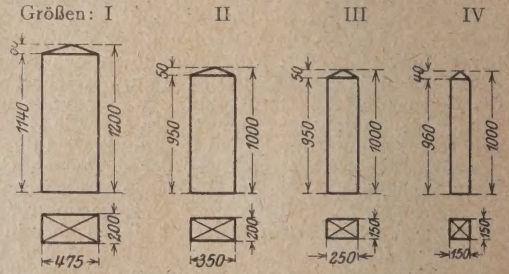


Abb. 4. Abb. 5. Abb. 5. Abb. 4.
Nummersteine aus Beton. (Maße in mm)

[1]) Das Querschnittsmaß bei Größe II ist nicht mit 350/200, sondern mit 350/150 festgelegt.

a) Dielen aus Beton und Eisenbeton.

Zeichnungen sind wegen der Verschiedenartigkeit der Gestaltung und Ausführung vorläufig nicht beigegeben worden.

Der in der Sitzung vom 30. 5. 19 gestellte Antrag, die Breite der Zementdielen anstatt mit 25 cm mit 33 cm festzusetzen, wurde in Rücksicht auf das geringere Eigengewicht und die leichtere Verrechnung der 25 cm breiten Zementdielen nach Metermaß abgelehnt.

Für die Stapelware soll die Grenzlänge mit 200 cm genormt, bis zu 250 cm lange Zementdielen sollen aber nur auf Grund besonderer Prüfungen und auf besondere Bestellung angefertigt werden.

Die für die Zementdielen bis 150 cm Freilänge vorgeschlagene Stärke von 8 cm genügt auf Grund zahlreicher in Dresden vorgenommener Bruchproben vollständig für Wohnhausbelastung und bei entsprechend stärkerer Eisenbewehrung auch für Fabrikbelastung. Nur für außergewöhnlich hohe Verkehrslasten und besonders schwer konstruierte Decken würden 10 cm starke Zementdielen schon bei weniger als 150 cm Freilänge erforderlich sein. Diese Art würde aber nicht als Stapelware, sondern nur auf jedesmalige Bestellung anzufertigen sein.

Im übrigen hatte der unterzeichnete Berichterstatter als Gesamtergebnis der zahlreichen in Dresden vorgenommenen Prüfungen festzustellen, daß man die Tragfähigkeit von Zement-Hohldielen der üblichen Querschnittsform (früheres Patent „Stolte") und der üblichen Bewehrung mit Band-, Rund- oder gedrehten Quadrateiseneinlagen mit ausreichender Genauigkeit nicht durch Berechnung nach den Grundlagen für Eisenbetonkonstruktionen, sondern lediglich durch Bruchprüfungen ermitteln kann. Selbst für Betonvolldielen mit der üblichen Eisenbewehrung weicht das Ergebnis der statischen Berechnung wesentlich von dem der Bruchprüfungen ab.

Übersicht I: Deckenbauteile aus Beton und Eisenbeton.

Gegenstand	Normung	Begründung
	a) Dielen	
Breite	25 cm	Wegen Eigengewicht und wegen leichterer Verrechnung nach Metermaß
Freie Länge (Lichtweite)	50 bis 200 cm, Zwischenlängen mit 10 cm Abstufung	Bei 5 cm Abstufung Warenlager doppelt so groß, Anpassung an die Raumbreiten mittels Paßfeldern und gegebenenfalls breiteres Mauerauflager möglich
Stärke	Von 50 bis 150 cm freie Länge = 8 cm Von 160 bis 200 cm freie Länge = 10 cm	Abweichende Stärken sollen der Einheitlichkeit wegen wegfallen
Längsseiten	Mit Nut und Falz versehen	Bei stumpfem geraden Stoß ist die gegenseitige Verbindung und die Fugendichtung schwieriger
Eiseneinlage	a) Abstand der Eisenunterkante (Betondekkung) von der Unterkante der Z.D. mind. 1,0 cm	Wegen Feuerschutz
	b) Eisen durchaus gerade einlegen, Enden mind. 0,5 cm mit Zementmörtel überdecken	Sonst Rostangriff u. Aufreißen der Zementdielen
Enden	a) Abrunden	Wegen besserer Einbringung der Dielen zwischen die I-Träger
	b) Aussparungen für die Trägerflanschen vorsehen	
Auflagerlänge	1/50 der freien Länge, jedoch mindestens 3 cm	In der Regel 4,0 bis 4,5 cm
Hohlräume	Stets anordnen, keine Volldielen mehr anfertigen	Sonst wesentliches Mehrgewicht und keine wesentlich höhere Biegefestigkeit
Unterseiten	Als Putzträger ausbilden oder wenigstens möglichst rauh herstellen	Zum besseren Anhaften des Putzmörtels
Stempel	Deutlich lesbar: Firmen u. Tagesstempel, sowie Längenstempel.	Zwecks Nachprüfung durch die Baupolizei Zur besseren Übersicht auf dem Lager, beim Verladen u. beim Verlegen.
	b) Balken	
Freie Länge (Lichtweite)	220 bis 500 cm mit 10 cm Abstufung	Bei 5 cm Abstufung doppelt so großes Warenlager, Anpassung an die Raumtiefen durch breiteres Mauerauflager auch bei 10 cm Abstufung möglich
Auflagerlänge	1/50 der freien Länge, jedoch mindestens 3 cm	
Eiseneinlage	a) Abstand der Eisenunterkante (Betondekkung) von der Unterkante der Balken mind. 1,0 cm	Wegen Feuerschutz
	b) Eisen durchaus gerade einlegen, Enden mind. 0,5 cm mit Zementmörtel überdecken	Sonst Rostangriff u. Aufreißen der Betonbalken
Unterseiten	Möglichst rauh	Zum besseren Anhaften des Mörtels
Stempel	Deutlich lesbar: Firmen u. Tagesstempel, sowie Längenstempel	Zwecks Nachprüfung d. d. Baupolizei Zur besseren Übersicht auf dem Lager, beim Verladen und beim Verlegen.
	c) Überlagsträger	
Gesamte Länge	120 bis 160 cm mit 10 cm Abstufung	Bei 5 cm Abstufung doppelt so großes Warenlager, Anpassung an die Raumtiefen durch breiteres Mauerauflager auch bei 10 cm Abstufung möglich
Auflagerlänge	13 cm	
Eiseneinlage	a) Abstand der Eisenunterkante (Betondekkung) von der Unterkante der Träger mind. 1,0 cm	Wegen Feuerschutz
	b) Eisen durchaus gerade einlegen, Enden mind. 0,5 cm mit Zementmörtel überdecken	Sonst Rostangriff u. Aufreißen der Überlagsträger
Unterseiten	Möglichst rauh	Zum besseren Anhaften des Mörtels
Stempel	Deutlich lesbar: Firmen- u. Tagesstempel, sowie Längenstempel	Wegen Nachprüfung durch die Baupolizei Zur besseren Übersicht auf dem Lager, beim Verladen u. beim Verlegen.

b) Balken aus Beton und Eisenbeton.

Auch hier ist die Beigabe von Zeichnungen wegen der Vielgestaltigkeit der Querschnitte und Berechnungen unterblieben.

Die Grenzlänge ist deshalb mit 500 cm eingesetzt worden, weil längere Betonbalken verhältnismäßig selten gebraucht werden und infolgedessen ihre Normung und Anfertigung als Stapelware nicht empfehlenswert ist und weil auch nicht alle Arten bei größeren Freilängen ausreichend tragfähig sind.

Die in der 3. Sitzung erfolgte Anregung, die Längen der Betonbalken nicht nach geraden Dezimetern, sondern als Vielfaches des Ziegelkopfmaßes von 13 cm festzusetzen, wurde in Rücksicht darauf abgelehnt, daß die Längenunterschiede ohne weiteres durch eine geringere oder größere Auflagerlänge auf den Mauern ausgeglichen werden können. Auch würde die Bemessung nach Ziegelkopfbreiten eine Vergrößerung und eine geringere Übersichtlichkeit des Lagers sowie eine umständlichere Verrechnung im Gefolge haben.

Das übrige ergibt sich auch bei den Betonbalken aus den den einzelnen Normungsvorschlägen beigesetzten Begründungen.

c) Überlagsträger aus Beton und Eisenbeton.

Die auf Grund der Entschließung der Sitzung vom 28. 10. 19 angefügten Normungsvorschläge für Überlagsträger aus Beton und Eisenbeton sollen nur auf die Gesamtlängen von 120 bis 160 cm mit 10 cm Abstufung beschränkt werden. Diese Gesamtlängen würden bei beiderseits je 13 cm langem Maueraufager und je 8 cm breitem Anschlage für die Überdeckung der üblichen normalen Fenster- und Türöffnungen ausreichen. Insoweit die Gestaltung, statische Wirkung und Ausführungsart der Überlagsträger nicht wesentlich von der der normalen Eisenbetonkonstruktionen abweicht, sind für ihre Berechnung die „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton" von 1916 maßgebend.

Die Begründung der einzelnen Normungsvorschläge ergibt sich aus der Übersicht I.

Prof. Dr.-Ing. W. Gehler als Obmann. M. Bulnheim als Geschäftsführer für die Niederschriften.

Zur Eisenbeton-Schubspannungstheorie.

Von B. Löser, Dozent a. d. Technischen Hochschule, Dresden.

In meiner Erwiderung auf Herrn Dr.-Ing. Sonntags Einwendungen auf S. 566 d. Z. hatte ich mich bemüht, möglichst kurz zu sein, dabei aber die Diskussion auf den für die Praktiker wesentlichsten Punkt zu leiten, ob für den unstrittigen Fall der Eisenaufbiegungen unter $\varphi = 45^0$ Fachwerktheorie, Schlütersche Rechnungsweise und das von mir behandelte Verfahren übereinstimmende Ergebnisse liefern. Herr Dr. Sonntag behauptet diese Übereinstimmung, ich bestritt sie. Es sei besonders hervorgehoben, daß Herr Dr. Sonntag die Ausgangsgleichung $Z_v = W_v \cos\varphi$ nur in ihrer allgemeinen Form ablehnt, sie für den Sonderfall $\varphi = 45^0$ aber gelten läßt. Da das in meiner Entgegnung behandelte Beispiel unter $\varphi = 45^0$ abgebogene Eisen enthält, ist die gemeinsame Plattform zu kritischer Würdigung der Rechnungsergebnisse durchaus vorhanden und ich hatte erwartet, daß Herr Dr. Sonntag auf das vorgelegte Beispiel einginge. Es gibt doch nur zwei Möglichkeiten: Entweder meine Zahlen in der Tabelle auf Seite 601 sind richtig ermittelt, dann ist erwiesen, daß die von Herrn Dr. Sonntag behauptete Übereinstimmung der 3 verglichenen Methoden nicht besteht, oder die Methoden stimmen doch überein, dann müßten meine Tabellenangaben unzutreffend sein. Den letzteren Nachweis zu führen wäre Herrn Dr. Sonntags Sache gewesen. Zu meiner Überraschung entzieht er sich dieser Aufgabe mit der Begründung, das Zahlenbeispiel sei bei Vernachlässigung der Bügelwirkung unzulänglich, es könnten nur Beispiele anerkannt werden, „die den zum Vergleich gestellten Theorien entsprächen". Im Gegensatz zu Herrn Dr. Sonntag fordere ich von einer brauchbaren Theorie, daß sie die schiefen Zugkräfte in jedem Falle eindeutig zu ermitteln gestattet, also bei irgend einer Eisenverteilung und irgend einem Belastungszustand. Ob die Eisen ausreichend sind und zweckmäßig liegen, kommt hierbei zunächst gar nicht in Betracht. Herrn Dr. Sonntags Ablehnung des Beispiels nehme ich als Beweis dafür, daß Einwendungen gegen die Tabellenwerte nicht gebracht werden können und daß meine Behauptung — die 3 verglichenen Methoden seien nicht in Übereinstimmung zu bringen — nicht zu entkräften ist.

Herr Dr. Sonntag behauptet, die Ausgangsgleichung $Z = W_v \cos\varphi$ sei willkürlich, führe zu einem unmöglichen Kräftebild (Abb. 9b auf S. 48) und sei nur für den Sonderfall $\varphi = 45^0$ brauchbar. Gewiß ist das Kräftebild Abb. 9b unmöglich; das liegt aber nicht an der Beziehung $Z = W_v \cos\varphi$, sondern am unzureichenden und beweislosen Aufbau des Bildes durch Herrn Dr. Sonntag. Bei gründlicher Behandlung ergeben sich folgende Beziehungen:

Ich greife wie Herr Dr. Sonntag einen unendlich kleinen Würfel aus der neutralen Schicht eines Eisenbetonbalkens heraus, der keine Normalspannungen aufweist, sondern an den 4 Seitenflächen nur von den überall gleich großen Schubspannungen τ beansprucht wird (Abb. 1). Auf jede Seitenfläche wirkt als Kraft $ds^2 \cdot \tau$.

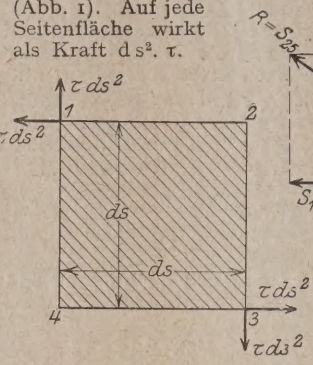


Abb. 1.

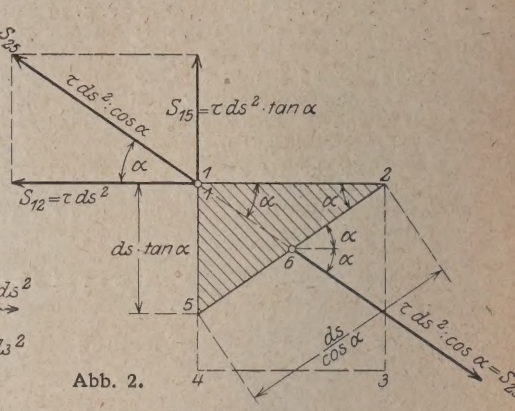


Abb. 2.

Schneidet man nun (Abb. 2) durch einen ebenen Schnitt 2—5 ein Prisma ab mit der Stirnfläche 1, 2, 5 und der Würfeltiefe ds, so beträgt die Länge 1—5 = ds tang α, wenn α der Neigungswinkel der Schnittebene 2—5 gegen die wagerechte Ebene 1—2 ist. In der Ebene 1—2 wirkt unverändert die Kraft $S_{12} = \tau\, ds^2$. In der Ebene 1—5 ist die wirksame Kraft $S_{15} = \tau\, ds^2 \tan\alpha$. Die beiden Kräfte S_{12} und S_{15} ergeben R als Mittelkraft. Die Seiten des Kräftedreieckes verhalten sich wie die entsprechenden Seiten des Prismas 1—2—5; dessen Stirnseite ist dem Kräftedreieck ähnlich, letzteres enthält den Neigungswinkel α, weshalb

$$R = \tau\, ds^2 : \cos\alpha.$$

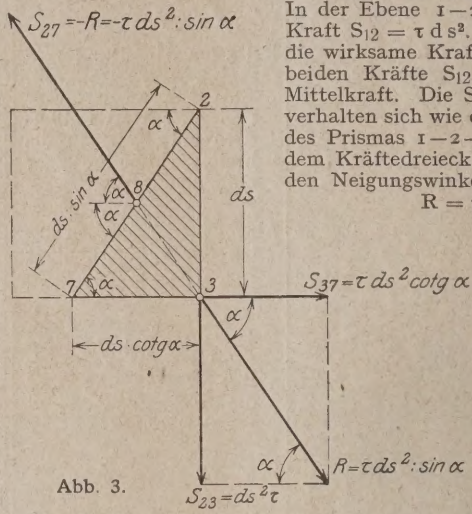


Abb. 3.

Die Kraft R trifft die Schnittfläche im Halbierungspunkt 6 und muß mit der Spannungsresultierenden S_{25} der Schnittfläche im Gleichgewicht sein. Also

$$R + S_{25} = 0$$
$$S_{25} = -R = -\tau\, ds^2 : \cos\alpha$$

Das negative Zeichen bedeutet, daß S_{25} entgegengesetzt gerichtet ist wie R; S_{25} ist eine Zugkraft. Sie verteilt sich wegen ihrer zentrischen Angriffsweise gleichmäßig über die Schnittfläche 2—5 von der Größe $ds^2 : \cos\alpha$. Mithin ist die Spannung in der Schnittfläche 5—2:

$$\sigma_{25} = \frac{S_{25}}{ds^2 : \cos\alpha} = \frac{\tau\, ds^2 : \cos\alpha}{ds^2 : \cos\alpha} = \tau.$$

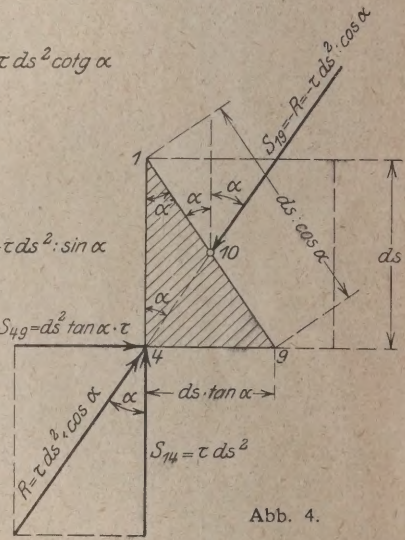


Abb. 4.

Ergebnis 1: In einem zur Wagerechten unter dem Neigungswinkel α geführten Schnitt wirkt eine Zugspannung von der Größe τ unter dem Winkel 2α zur Schnittfläche. (Abb. 2).

In Abb. 2 war $\alpha < 45^0$; aus Abb. 3 erkennt man leicht, daß die vorstehende Gesetzmäßigkeit auch für $\alpha > 45^0$ besteht.

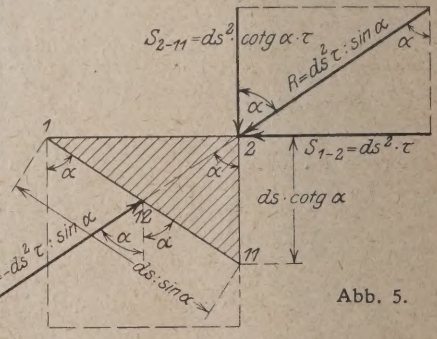


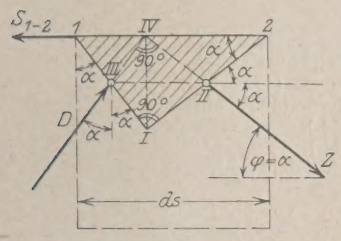
Abb. 5.

Die gleichen Überlegungen (vergl. Abb. 4 und 5) liefern das Ergebnis 2:

[2]) Inzwischen ist auf der Würzburger Tagung am 13. 10. 20 ein Unterausschuß mit der Aufgabe eingesetzt worden, die in Übersicht I zusammengefaßten Ergebnisse in der Form eines Normalblattes zu bringen.

In einem zur Senkrechten unter dem Neigungswinkel α geführten Schnitt wirkt eine Druckspannung von der Größe τ unter dem Winkel 2α zur Schnittfläche.

In dem Werk: „Schubsicherung der Eisenbetonbalken" von H. Schlüter ist in Abb. 3, S. 7 der grundsätzliche Irrtum enthalten, daß in beliebig geneigten Schnittebenen eine nach Größe und Richtung konstante Spannung τ_0 gezeichnet wird. Konstant ist nur die Größe dieser Spannung, nicht aber ihre Richtung, die, wie vorstehend bewiesen, mit einer Schnittebene unter dem Winkel φ den Winkel 2φ einschließt. Den Schlüterschen Fehler erkennt man sofort, wenn man die Schnittebene unter dem Winkel $\varphi = 90^0$ annimmt. In diesem Fall ist der Winkel zwischen τ und der Schnittebene $2 \cdot 90 = 180^0$ d. h. τ fällt in die Schnittebene hinein. Bei Herrn Schlüter ist der Winkel zwischen τ und Schnittebene jedoch 45^0, was mit seiner Ausgangsfigur 1 auf S. 6 im Widerspruch steht.



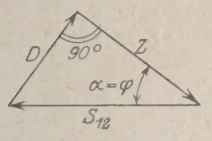


Abb. 6.

Abb. 6 zeigt die Ansicht eines Prismas, dessen Schnittflächen auf einander senkrecht stehen. Schnittfläche I—2 ist unter α zur Wagerechten geneigt und wird nach Ergebnis I von Zugspannungen τ ergriffen, die mit der Schnittfläche I—2 den Winkel 2α einschließen.

Länge $I-2 = d\,s \cos \alpha$,
Kraft $Z = d\,s^2 \cdot \cos \alpha \cdot \tau$.

Die Kraft Z ist die Mittelkraft aller Zugspannungen τ auf der Schnittfläche I—2, sie greift im Schwerpunkt II derselben an, der die Länge I—2 halbiert. Schnittfläche 1—I schließt mit der Senkrechten den Winkel α ein. Nach Ergebnis 2 wirken auf die Fläche 1—I Druckspannungen τ ein, die mit ihr den Winkel 2α einschließen.

Länge $1-I = d\,s \cdot \sin \alpha$,
Kraft $D = d\,s^2 \cdot \sin \alpha \cdot \tau$.

Die Kraft D ist Mittelkraft aller Druckspannungen τ auf der Schnittfläche 1—I, sie greift im Schwerpunkt III derselben an, der die Länge 1—I halbiert.

In der Fläche 1—2 wirken die Schubspannungen τ; ihre Resultante ist S_{12}.

$$S_{12} = d\,s^2 \cdot \tau.$$

Die drei Kräfte S_{1-2}, D und Z müssen im Gleichgewicht sein, d. h. sie müssen sich in einem Punkte schneiden. Dieser Schnittpunkt ist IV. Daß IV auf 1—2 liegt, erkennt man wie folgt: Die Verbindungsgerade II—III ist ∥ 1—2, weil II und III Halbierungspunkte der Strecken 1—2 bez. 1—I sind. Die Dreiecke II I III und II IV III sind kongruent. Sie stimmen überein in der Seite II — III, dem Winkel α bei II und dem Rechten bei I bez. IV. D steht auf Z senkrecht, weil 1—I ∥ I—2 und weil weiter beide Kräfte D und Z um den gleichen Winkel 2α von den Schenkeln des rechten Winkels 1 I 2 abweichen. Punkt IV liegt deshalb auf 1—2 über I. Bezeichnet man die Neigung der Kraft Z gegen die Wagerechte mit φ, so ist

$$\alpha = \varphi.$$

Es war bereits gefunden:

Kraft in der Fläche 1—2	$S_{12} = d\,s^2 \cdot \tau$,
Zugkraft	$Z = d\,s^2 \cdot \tau \cos \alpha$,
Druckkraft	$D = d\,s^2 \cdot \tau \sin \alpha$.

oder

$$\mathbf{Z = S_{12} \cdot \cos \varphi}$$
$$\mathbf{D = S_{12} \cdot \sin \varphi}.$$

Damit ist bewiesen:

Für jede beliebige Richtung φ der abgebogenen Eisen ist die Eisenzugkraft

$$\mathbf{Z = W \cos \varphi},$$

wenn W die Schubspannungssumme und φ den Neigungswinkel der Eisen gegen die Wagerechte bedeuten.

Jeder Eisenneigung φ sind 2 bestimmte zueinander senkrechte Richtungen von Schnittflächen zugeordnet, in denen Spannungen von der Größe $\tau = \frac{V}{b_0 z}$ unter dem Winkel 2φ zur entsprechenden Schnittfläche wirken. Die gezogene Schnittfläche ist zur Wagrechten unter dem Winkel −φ geneigt; die gedrückte Schnittfläche steht auf der gezogenen Schnittfläche senkrecht. Die Zugspannungen τ sind parallel, die Druckspannungen τ senkrecht zur Eisenneigung gerichtet. Die Druckspannung τ kann in eine Normaldruckspannung σ_τ und in eine schräge Schubspannung τ_τ zerlegt werden. Es sind

$$\sigma_\tau = \tau \cdot \cos\,(90 - 2\varphi) = \tau \cdot \sin 2\varphi,$$
$$\tau_\tau = \tau \cdot \sin\,(90 - 2\varphi) = \tau \cdot \cos 2\varphi.$$

Die Zugspannungen τ werden bei entsprechender Eisendichte restlos von den abgebogenen Eisen gesammelt.

Da die Spannung τ_τ als Schubspannung in der gedrückten Schnittfläche den zulässigen Wert von 4 kg/cm² nicht überschreiten darf, enthält die Formel für τ_τ eine Beschränkung der Eisenneigungen φ, indem zu große Abweichungen von $\varphi = 45^0$ nach aufwärts oder abwärts wachsende Werte τ_τ zur Folge haben. Für $\varphi = 45^0$ wird $\tau_\tau = 0$ und $\sigma_\tau = \tau$; die Eisenrichtung steht in diesem Sonderfalle senkrecht auf der gezogenen Schnittfläche.

Die Ergebnisse sind in Abb. 7 dargestellt. Damit ist die Allgemeingültigkeit der Beziehung

$$\mathbf{Z = W \cos \varphi}$$

bewiesen.

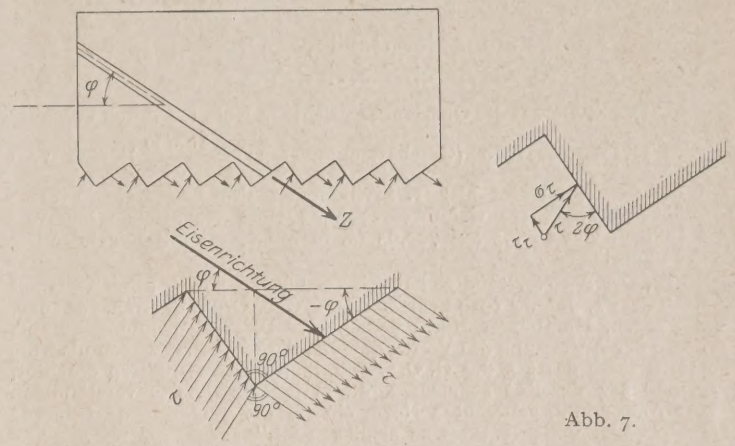


Abb. 7.

Daß diese Gleichung für ein unter $\varphi = 90^0$ aufgebogenes Eisen $Z = 0$ liefert, erscheint mir keineswegs als Unstimmigkeit. Außerdem ist zu beachten, daß der Winkel φ die Grenzen 30 und 60^0 kaum überschreiten wird, $\varphi = 90^0$ also keine praktische Bedeutung hat. Der Mangel an Übereinstimmung zwischen

$$Z = W \cos \varphi \text{ für } \varphi = 90^0$$

und der Bügelformel

$$B = \frac{V\,e}{z}$$

erklärt sich zwanglos aus der Tatsache, daß die Bügelformel völlig empirischen Charakter hat. Einen Ausdruck der Fachwerktheorie vermag ich nicht in ihr zu erblicken.

Herr Dr. Sonntag zieht meine Figur 12, Seite 49 heran, um zu zeigen, daß nach meinem Verfahren zu steil abgebogene Eisen möglich seien, zwischen denen gefährdete Strecken des Balkens übrig bleiben. Er verkennt hierbei aber ganz die Tendenz der Abb. 12. Sie steht in dem Abschnitt 5 „Graphische Ermittlung der schiefen Zugkräfte" und dient demgemäß zur Darstellung der Aufgabe, die Größe der schiefen Zugkräfte zu ermitteln, wenn beliebige Eisenlage und beliebiger Belastungszustand gegeben sind. Die bemängelte Abbildung hat rein pädagogische Bedeutung. Die zweckmäßige Verteilung der Eisen ist erst in Abschnitt 6 vorgeführt. Vor unzweckmäßiger Eisenführung kann keine Theorie, sondern nur das konstruktive Gefühl des Entwerfenden bewahren. Im allgemeinen wird man unter 45^0 abbiegen. Abweichungen hiervon werden nötig je nach dem Verhältnis von Balkenhöhe zur Länge des gefährdeten Balkenteiles und je nach der Zahl der Eisen, die zur Abbiegung verfügbar sind.

Die Frage, wie groß die zu einem abgebogenen Eisen gehörige Einflußlänge v gewählt werden darf, ist durch die bestehenden baupolizeilichen Vorschriften nicht geklärt. Die Anhänger der Fachwerktheorie halten das „einfache Strebensystem" für eine empfehlenswerte Lösung, wo $v = 2z$. Bei $\varphi = 45^0$ wird hierbei die Einflußlänge eines abgebogenen Eisens rund doppelt so lang wie die Grundrißprojektion der Aufbiegung. Dieses Maß für v scheint mir schon sehr reichlich zu sein und sollte man geringere Eisenabstände anstreben.

Als Ergebnis fasse ich zusammen:

1. Herr Dr. Sonntag hat meinen Nachweis, daß Schlütersche Rechnungsweise, Fachwerktheorie und gebräuchliches Verfahren nicht übereinstimmen, nicht entkräftet.
2. Die Formel für die Größe der Zugkraft in einem unter beliebigem Winkel φ aufgebogenen Eisen

$$Z = W \cos \varphi$$

wurde allgemein bewiesen.

B. Löser.

Bei der Wichtigkeit, welche die Frage: Aufnahme der schiefen Hauptzugspannungen im Eisenbetonbau und Aufbiegung der Eisen besitzt, hat die Schriftleitung geglaubt, die vorstehende Aussprache der Fachwelt nicht vorenthalten zu dürfen. Sie ist aber auch zugleich der Meinung, daß, nachdem beide Anschauungen, die sich in den Zuschriften zu erkennen geben, nunmehr in sehr ausreichender Weise zum Worte gekommen sind, zunächst die Erörterungen abgeschlossen werden müssen.

Die Schriftleitung.

Doktor-Ingenieure ehrenhalber.

Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber haben Rektor und Senat der Technischen Hochschule Darmstadt auf einstimmigen Antrag der Abteilung für Ingenieurwesen dem Regierungsbaumeister a. D. Bernhard Bilfinger, Mitinhaber und Direktor der Firma Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim, verliehen in Würdigung seiner hervorragenden Verdienste um die Planung und Ausführung hochbedeutender Ingenieurbauten, anerkannt durch die vielfachen Erfolge der Firma bei den neuen größeren Wettbewerben im In- und Auslande.

Herrn Fabrikbesitzer Alfred Hüser, Obercassel, wurde in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste im Bauingenieurwesen als Vorsitzenden des Deutschen Beton-Vereins, insbesondere für seine verdienstvolle Tätigkeit um die Förderung wichtiger wissenschaftlicher und wirtschaftlicher Fragen im Deutschen Ausschuß für Eisenbeton von der Technischen Hochschule Charlottenburg die Würde eines „Doktor-Ingenieur ehrenhalber" verliehen.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Anerkennung der Gebühren-Ordnung 1920 durch die Gerichte.

Der Zivilsenat des Oberlandesgerichts in Köln hat durch Beschluß vom 11. Oktober 1920 (Geschäftsnummer 3 W $\frac{122/30}{65}$) eine vom beauftragten Richter der 1. Zivilkammer des Landgerichts Saarbrücken festgesetzte Gebührenrechnung eines technischen Sachverständigen von 487,65 auf 790,65 M. heraufgesetzt mit folgender Begründung:

„Der Sachverständige hat seine Gebühren, soweit seine Tätigkeit nach dem 1. Januar 1920 liegt, nach der Geb.-Ordn. d. Arch. für 1920, der sogen. Hamburger Norm berechnet. Diese Berechnung ist entgegen der Auffassung des Vorderrichters, der ein Hinausgehen über die Höchstsätze des § 3 der G. O. f. Z. u. S. für ausgeschlossen erachtet, gemäß § 4 daselbst zuzulassen, da in jener vom Sachverständigen zur Anwendung gebrachten Norm ein für die aufgetragene Leistung bestehender üblicher Preis zu erblicken ist."

Die neuen Eisenpreise.

Nach dem gestrigen Beschluß des Eisenwirtschaftsbundes sind nunmehr die Eisenpreise auf folgender Basis festgesetzt worden. In Klammern sind die bisherigen Preise angegeben.

A-Produkte:
Halbzeug-Rohblöcke 1770 M. (2140 M.),
Vorgewalzte Blöcke 1895 M. (2240 M.),
Knüppel 1995 M. (2365 M.),
Platinen 2040 M. (2410 M.),
Formeisen-Träger 2340 M. (2740 M.),
Eisenbahnmaterial:
Schwere Schienen (Vignol) 2550 M. (2950 M.),
Grubenschienen 2440 M. (2900 M.),
Rillenschienen 2950 M. (3353 M.),
Schwere Schwellen 2595 M. (2995 M.),
Grubenschwellen 2590 M. (3050 M.).

B-Produkte:
Stabeisen 2440 M. (2840 M.),
Bandeisen 2740 M. (3185 M.),
Universaleisen 2730 M. (3175 M.),
Grobbleche 3090 M. (3595 M.),
Mittelbleche 3360 M. (4060 M.),
Feinbleche 1—3 mm 3475 M. (4195 M.),
Feinbleche unter 1 mm 3525 M. (4260 M.),
Walzdraht 2720 M. (3160 M.).

Die Preise verstehen sich pro Tonne in Thomasqualität für Lieferung ab 1. November bis 1. März. Jedoch ist für letzteren Termin noch die Zustimmung der Regierung einzuholen, welche die Verkaufstätigkeit nur bis 1. Februar freigeben wollte. Für Siemens-Martin-Qualität beträgt der Zuschlag 50 M. (früher 65 M.).

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Kraft- und Wärmewirtschaft in der Industrie (Abfallenergieverwertung). Von Baurat Ing. M. Gerbel. 2. Auflage. Verlag von Julius Springer, Berlin 1920. 102 S. Preis M. 12.—, geb.

Das zeitgemäße Schriftchen beleuchtet in anregender und vielseitiger Weise die heute so ungemein wichtige Frage der Energiewirtschaft, wobei auf dem Gebiet der Wärmekraftwerke nicht nur die Abfallwärme, sondern auch die mechanische bzw. elektrische Abfallenergie Berücksichtigung finden. In richtiger Würdigung der gegenwärtigen unsicheren Wirtschaftslage hat der Verfasser (in Wien lebend) die Voraussetzungen für die einzelnen Berechnungen und die Grundlagen seiner Schlußfolgerungen möglichst genau dargelegt, um bei sich ändernden Verhältnissen die Umrechnungen leichter vornehmen zu können. Die vorkommenden Preise sind in deutscher Kronen-(Heller-)Währung angegeben, was beachtet werden muß.

Der Inhalt der in acht Kapitel eingeteilten Studie erstreckt sich, um das Wichtigste herauszuheben, auf folgende Gegenstände: Größte Ausnutzung der Energie durch Sparsamkeit und Streckung; Abfallwärme und-Kraft; Arbeitsverbrauch für die Einheit verschiedener Erzeugnisse in der neuzeitlichen elektrochemischen und elektrometallurgischen Industrie (Tabelle nach Baer 1915); Wasserkraftwerke und ihre Abfallenergie im Vergleich zu Dampfkraftwerken; Bedeutung der Kohle und der Wasserkräfte für die Weltwirtschaft; Abfallenergieverwertung in der Wärmetechnik; Norwegisches Verfahren (neu) zur Erzeugung künstlicher Kohle aus Ablauge in Zellstoffabriken; Abwärmeverwertung in Wärmekraftwerken, insbesondere Gegendruck-Abdampf-Anzapf-Betrieb bei Dampfmaschinen und Dampfturbinen; Vereinigung verschiedenartiger Anlagen zum Zwecke möglichst vollkommener Ausnutzung des Brennmaterials (Heiz-Kraftwerke); staatlicher Energiewirtschaftsrat zur Verbesserung der Energiewirtschaft u. a. m.

Die anregende Schrift, die verschiedene Zahlentafeln und Schaubilder im Text enthält, kann als wertvoller Beitrag zur technisch-wirtschaftlichen Beurteilung der behandelten Fragen bestens empfohlen werden. Bei der Besprechung des Ausnutzungsbegriffes (S. 10) wäre noch der Begriff des „Belastungsfaktors" zu erwähnen gewesen, der nicht nur wie ersterer die Benutzungsdauer, sondern auch die mittlere Jahresbelastung berücksichtigt, indem der Quotient aus mittlerer Jahresbelastung mal wirkliche jährliche Betriebsstundenzahl durch Gesamtjasehrstundenzahl (8760) mal Vollbelastung gebildet wird.

E. Lewicki-Dresden.

Santz-Multiplikator D. R. G. M. Kleinste, das gesamte Zahlenreich umfassende Rechentafel zum unmittelbaren Ablesen des Ergebnisses aller Längen-, Flächen-, Inhalt-, Gewichts- und Preisberechnungen, wie überhaupt der Multiplikation und Division beliebig vieler Zahlen. Von Adolf Santz, Oberingenieur in Berlin. Verlag Julius Springer 1920. Preis geb. 30 M und Teuerungszuschlag.

In bisher unerreicht geringem Umfange beherrscht die vorliegende Zahlentafel das gesamte Zahlenreich und ermöglicht die vielgestaltigsten und vielseitigsten Lösungen, auf die der Titel der Tafel bereits hinweist. Die Eigenart der Tabelle besteht darin, daß die vorhandenen 2015 Einheitszahlen nicht in der bisher üblichen arithmetischen Reihe, sondern in geometrischer Reihe steigen, bei der jede folgende Einheit gegenüber der vorhergehenden immer um den gleichen prozentualen Betrag wächst. Hierdurch ist weiter bedingt, daß bei etwaiger Interpolation einer Zahl aus der nächst höheren oder tieferen Einheit der begangene Fehler eine gewisse gleichbliebende prozentuale Größe nicht übersteigt und in wertvollem Gegensatz zu den Rechentafeln in arithmetischer Reihe sich hier deshalb sehr gering stellt, weil der Unterschied zwischen aufeinanderfolgenden Einheiten nur 0,6 vH beträgt. Der betr. Fehler muß also stets $< 0{,}6$ vH sein. Für die überwiegende Mehrzahl aller Rechnungen der Technik ist aber ein solcher Fehler durchaus gestattet und belanglos. Eine weitere bedeutsame Eigenart der Santzschen Tabelle besteht darin, daß zum Zwecke der Raumersparnis und ohne Schaden für die Übersichtlichkeit, stets in einer einzigen Zahlentafel alle diejenige Einheiten zusammengestellt sind, die die gleichen Zahlen enthalten, z. B. 0,1006, 1,006, 100,6, 1006.

Für den praktischen Gebrauch ist, wie ein Versuch mit der Tabelle sofort erkennen läßt, diese in hohem Grade bequem verwendbar. Mit großer Übersichtlichkeit, Schnelligkeit und Sicherheit wird von ihr das gesuchte Ergebnis ermittelt, so daß die Tabelle allen Anforderungen, die man an sie stellen kann, in bester Weise gerecht wird.

Aus dem Bedürfnis der Praxis, nach einer wirklich praktischen Tabelle entstanden und vom Fachmann hierfür geschaffen, kann die Tabelle allseitig für alle Ingenieurarbeiten, namentlich auch gerade die des Bauingenieurs, nur aufs wärmste empfohlen werden. Wer auch nur einmal für eine halbe Stunde sich mit der Tabelle befaßt, wird sich mit ihr befreunden und sie als ein unumgänglich notwendiges Hilfsmittel bei weiteren Arbeiten nicht mehr missen wollen. Für das, was die Tabelle an Arbeit dauernd erspart und an Sicherheit gewährt, ist ihr Preis durchaus gering. Ihre Anschaffung ist eine „ausgezeichnete Kapitalsanlage".

M. F.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 3737.

1. Jahrgang | 30. November 1920 | Nr. 4

DIE WASSERKRÄFTE UND IHR WIRTSCHAFTLICHER WERT.

Vortrag, gehalten in der 1. Hauptversammlung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" in Berlin am 21. September 1920.

Von Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. e. h. Schmick. München.

(Schluß von Nr. 3, Seite 12.)

Wenn also sämtliche in Deutschland verfügbaren Wasserkräfte ausgebaut würden, so könnten sie nur etwa $^3/_5$ der bereits jetzt vorhandenen Dampfkräfte ersetzen. Den größten Anteil an den Dampfkräften haben allerdings die Eisenbahnen mit 7,5 Millionen PS. Wenn nun auch der elektrische Betrieb der Bahnen in Zukunft in sehr viel stärkerem Maße durchgeführt werden wird, als dies seither der Fall war, so bestehen doch gerade bei dieser Verwendungsart noch erhebliche technische und wirtschaftliche Schwierigkeiten, die ein vollständiges Elektrisieren der Bahnen in der nächsten Zeit nicht erwarten lassen.

Aus dem Vergleich der Anzahl der auszubauenden Pferdekräfte mit der der verwerteten Dampfkräfte erhellt aber ohne weiteres, daß, selbst wenn mit dem Ausbau der Wasserkräfte in erheblich rascherer Weise vorgegangen wird als seither, was im wirtschaftlichen Interesse Deutschlands dringend zu erhoffen ist, die dadurch erzeugten Kräfte stets vorteilhaft abgesetzt werden können.

Der Kohlenverbrauch der Eisenbahnen ist sehr hoch. So betrug er bei den bayerischen Bahnen im Jahre 1912 bereits 1 206 000 t im rechtsrheinischen Netz und 246 000 t im linksrheinischen Netz, zusammen also 1 452 000 t, von denen ein großer Teil durch Wasserkräfte ersetzt werden könnte.

Um eine Kilowattstunde zu erzeugen, sind bei besten Kolben- und Turbinendampfmaschinen 5,5 kg Dampf erforderlich. Als Durchschnitt bei gewöhnlichen Kraftanlagen können 7 kg Dampf für 1 KWSt angenommen werden. Eine sehr gute Kohle hat etwa 7000 Wärmeeinheiten. Bei 6facher Verdampfung sind daher 1,1 kg Kohle zum Erzeugen von 1 KWSt notwendig. Die in Deutschland vorhandenen 6 Millionen Wasserpferdekräfte sind gleich 4 Millionen KW. Bei einer Belastung von 8500 Stunden im Jahre ergeben sich 34 Milliarden KWSt. Um diese in Kohle zu erzeugen, sind daher 37,4 Milliarden kg oder 37,4 Millionen t Kohle von 7000 Wärmeeinheiten zu verfeuern.

Eine solche Kohle kostet z. B. im Großhandel in München einschließlich der Fracht heute mindetsens 350 M für 1 t, im ganzen also über 13 Milliarden M, eine auch für die heutige Zeit sehr erhebliche Ausgabe, die durch den Ausbau der Wasserkräfte erspart werden kann.

Die berechneten 37,4 Millionen t Kohle stellen aber noch nicht den ganzen Aufwand dar, denn sie muß noch an die Verwendungsstelle befördert werden, wozu wieder Kohle notwendig ist. Zu einem Lokomotivkilometer waren vor dem Kriege 12 kg Kohle aufzuwenden. Heute bei der geringeren Güte der Kohle, dem schlechten Zustand der Maschinen und der mangelhaften Bedienung werden 20 bis 30 kg gebraucht. Bei einem Durchschnitt von 25 kg sind z. B. für das Befördern von Ruhrkohle von Ruhrort bis Ingolstadt, d. i. eine Strecke von 500 km, 500×25 kg $= 12{,}5$ t Kohlen notwendig. Setzt man die Nutzlast eines Eisenbahnzuges zu 600 t an, so erhält man einen Selbstverbrauch für das Befördern der Kohle von $12{,}5 : 600 = 2{,}1$ vH und für die gesamte Kohlenmenge von 37,4 Millionen t 785 400 t Kohlen, die bei dem Preise von 350 M eine Summe von 274 890 000 M kosten, wobei angenommen ist, daß die gesamte Kohle auf 500 km befördert werden müßte. Aber selbst bei geringerer durchschnittlicher Entfernung würde immer noch durch das Befördern der Kohle ein sehr erheblicher Verlust entstehen.

Bei dem Ausbau von Wasserkräften ging man seither vielfach in der Weise vor, daß an einem Fluß, der für das Errichten eines Industrieunternehmens in Frage kam, irgendwo ein vorhandenes, besonders günstiges Gefälle verwertet wurde. Man suchte mit möglichst geringen Kosten nur die Kraft zu erhalten, für die ein augenblicklicher Bedarf vorlag, ohne Rücksicht darauf, ob oberhalb oder unterhalb der ausgewählten Strecke nicht noch andere Gefälle vorhanden waren, die wirtschaftlich hätten zusammengefaßt werden müssen.

Ein solches Vorgehen ist als Raubbau zu bezeichnen, der unbedingt zu verwerfen ist. Der gesamte Lauf eines Flusses muß einheitlich bearbeitet werden; nicht ein planloses Herausgreifen einer günstigen Gefällsstufe, sondern ein planvolles Bearbeiten des Flußlaufes im Ganzen nützt die vorhandenen Wasserkräfte wirtschaftlich aus. Bei dem Erteilen einer Bauerlaubnis für eine Wasserkraft sind diese Gesichtspunkte von den Staatsbehörden besonders zu berücksichtigen. Es ist dies um so wichtiger, als es für den Ausbau eines Flusses vielfach verschiedene Lösungen gibt, die in ihrem wirtschaftlichen und technischen Wert sorgsam gegeneinander abgewogen werden müssen. Dabei kann es zweckmäßig sein, bereits vorhandene kleine unwirtschaftliche Wasserkräfte aufzulassen, wenn sie den gesamten Ausbau hindern; sie sind dann entweder auf zukaufen, oder es kann ihnen die erforderliche Betriebskraft auf elektrischem Wege zugeleitet werden. In den Wassergesetzen der einzelnen Länder, oder besser in einem Reichswassergesetz sind Bestimmungen aufzunehmen, die ein derartiges Auflassen hindernder Wasserkräfte durch Enteignung ermöglichen.

Bei dem Ausbauplan einer Flußstrecke ist ferner eingehend zu prüfen, ob Seen vorhanden sind, die als natürliche Speicher zum Aufhöhen des Niedrigwassers ausgenutzt werden können, oder ob sich zu diesem Zwecke künstliche Stauweiher anlegen lassen; kurzum es sind dabei alle jenen Fragen zu untersuchen, die die Wasserwirtschaft eines Flusses möglichst günstig gestalten.

In den letzten Jahren sind in Deutschland eine Anzahl großzügiger Wasserkraftanlagen nach diesen Erwägungen entworfen, zum Teil ausgenützt, zum Teil noch im Bau begriffen:

In Baden wurde der erste Ausbau des Murgwerkes vollendet. Das fließende Wasser der Murg und ihres Nebenflusses Rauhmünzach ist dabei mit einem Nutzgefälle von 146 m ausgebaut. Das in der Murg bei Kirschbaumwasen oberhalb Forbach errichtete Wehr von 17 m Höhe erzeugt in dem Oberwasser einen Stauraum von 320 000 cbm Nutz-

inhalt, der nur einen Tagesausgleich ermöglicht. Von dem Einlaufbauwerk neben diesem Wehr führt ein 5633 m langer Druckstollen durch massiven Granit nach dem Wasserschloß, von dem zwei Druckleitungen nebeneinander mit einer Länge von 430 m nach dem Krafthaus führen. Der Unterwasserkanal mündet in die Murg. Die mittlere ausgenützte Wassermenge des ersten Ausbaues ist 5,28 cbm in der Sekunde, das mittlere Nutzgefälle 146 m, wovon 139 m auf die Hochdruckanlage und 7 m auf eine unterhalb des Krafthauses angeordnete Niederdruckanlage entfallen. Die mittlere Jahresleistung der gesamten Anlage, also Hochdruckanlage und Niederdruckanlage gemeinsam, beträgt 7780 PS, der Hochdruckanlage allein 7400 PS. Es sind 4 Betriebsmaschinen aufgestellt, die zusammen 26 400 PS erzeugen können, also mehr als das Dreieinhalbfache der mittleren Jahresleistung von 7400 PS. Nach Abzug der Spannungsverluste durch Fernleitungen und Spannungswandlung an der Schalttafel in Karlsruhe oder Mannheim gemessen, beläuft sich die erzeugte elektrische Energie niederspannungsseitig auf 40,8 Millionen KWSt. Unterhalb des Krafthauses ist in der Murg ein Ausgleichbecken von 225000 cbm Nutzinhalt geschaffen, das die bei Spitzenleistungen zufließende erhöhte Betriebswassermenge der natürlichen Wasserführung der Murg wieder anpaßt. In einem Niederdruckkrafthaus wird das Gefälle des Ausgleichbeckens mit einem mittleren Nutzgefälle von 7 m ausgenutzt; die Leistung wurde schon erwähnt.

In einem zweiten Ausbau sollen in dem Schwarzenbachtal und im Rauhmünzachtal durch je eine Sperrmauer Staubecken geschaffen und durch einen Stollen untereinander verbunden werden. Durch einen zweiten Stollen gelangt das vereinigte Wasser nach einem zweiten, höher gelegenen Wasserschloß, von wo 2 Druckrohre mit 345 m Nutzgefälle das Wasser nach dem bestehenden Krafthaus leiten. Beide Staubecken sollen nach dem ursprünglichen Entwurf 25 Millionen cbm Wasser fassen.

Ob der zweite Ausbau nach diesem Plan oder nach einem neuen Entwurf von Dr. Ludin durchgeführt wird, steht noch nicht fest. Das Murgwerk ist ein Beispiel für ein Hochdruckwerk mit einem weitgehenden Ausgleich der verfügbaren Wassermenge in künstlichen Stauweihern.

Bei dem gegenwärtig im Bau begriffenen Walchensee-Werk in Oberbayern tritt an Stelle eines künstlichen Stauweihers der Walchensee. Er liegt 2 km entfernt von dem Kochelsee, aber 200 m höher als dieser. Es lag nahe, dieses Gefälle auszunützen. Der Walchensee selbst hat aber nur ein geringes Einzugsgebiet, so daß keine nennenswerte Wassermenge für ein Kraftwerk vorhanden war. Erst durch den Gedanken, die südlich des Walchensees vorbeifließende Isar in ihn hineinzuleiten und so ausreichendes Betriebswasser zu gewinnen, machte den Ausbau des Werkes wirtschaftlich. In der Isar wird etwa 1100 m oberhalb Krünn ein Wehr errichtet. Es vermittelt den Eintritt des Wassers zunächst in einen offenen Kanal von 25 cbm/sek Leistungsfähigkeit, an den sich ein 1,5 km langer Stollen anschließt. An dem Ende dieses Stollens liegt der kleine Sachensee; von ihm fließt das Wasser durch das zu diesem Zwecke auszubauende Obernachtal dem Walchensee zu. Später soll von dem Sachensee auf dem rechten Obernachufer noch ein 4 km langer Stollen mit einer Wasserführung bis zu 16 cbm/sek angelegt werden, wodurch sich eine neue Gefällsstufe von 60 m Höhe an dem Walchensee gewinnen läßt. In diesem Nebenwerk wird dann eine Höchstleistung bis zu 10 000 PS erreicht.

Die Isar schwankt in ihrer Wasserführung und hat durchschnittlich jährlich etwa 18,5 cbm/sek. Die schwankende Wassermenge wird in dem Walchensee ausgeglichen und aufgespeichert. Die Wasserspiegelschwankungen im Walchensee sollen zunächst 4,6 m nicht übersteigen. Da die Oberfläche bei dem gewöhnlichen Wasserstand zwischen höchstem und niederstem Stand etwa 16,5 qkm beträgt, können auf 1 m Spiegelschwankung etwa 16,5 Millionen cbm Wasser und bei 4,6 m nahezu 76 Millionen cbm Wasser angesammelt werden. An dem nördlichen Ende des Walchensees wird ein Einlaufbauwerk errichtet, an das sich ein 1,1 km langer Druckstollen durch den zwischen Walchensee und Kochelsee gelegenen Höhenrücken anschließt. Der Druckstollen hat eine Höchstleistung von 40 cbm/sek. Am Ende des Druckstollens liegt das Wasserschloß, etwa 200 m über dem Maschinenhaus am Kochelsee. Sein Fassungsraum beträgt über 8000 cbm. Von dem Wasserschloß führen 6 Druckrohre von je 2 m Durchmesser zu dem Krafthaus. Es nimmt 4 Francis-Turbinen von je 24 000 PS und 4 Freistrahlturbinen von je 12 000 PS mit den entsprechenden Stromerzeugern auf. Mit den Francis-Turbinen werden Drehstromerzeuger für die Stromlieferung an das Bayernwerk, mit den 4 Freistrahlturbinen Einphasen-Stromerzeuger für die Stromlieferung an die Eisenbahn gekuppelt.

Während die jährliche Durchschnittsleistung bei einer durchschnittlichen Wassermenge von 12,5 cbm/sek und rund 200 m Gefälle etwa 25 000 PS beträgt, können mit den vorhandenen Turbinen Spitzenleistungen bis zu 144 000 PS erzielt werden, also etwa das Sechsfache der Durchschnittsleistung. Von dem Krafthaus führt ein Unterwasserkanal nach dem Kochelsee, der als natürliches Ausgleichbecken für die bei den Spitzenleistungen zufließenden, über den Durchschnitt erheblich hinausgehenden Wassermengen dient. Die Jahresarbeit des Walchenseewerkes berechnet sich auf rund 150 Millionen KWSt; in dem erwähnten Nebenwerk oberhalb des Walchensees schwankt die Leistung je nach der verfügbaren Wassermenge zwischen 3000 und 10 000 PS. Es liefert eine Jahresarbeit bis zu 30 Millionen KWSt, im ganzen werden also etwa 180 Millionen KWSt gewonnen.

Die besonders günstigen örtlichen Umstände gestalten das Walchenseewerk zu einem Spitzenwerk von hervorragender Güte, das, abgesehen von Norwegen und Schweden, in Europa einzig dasteht.

Gleichfalls im Bau ist das Kraftwerk der Mittleren-Isar. Zwischen München und Moosburg ist die Isar auf 51,5 km Länge seither nicht verwertet. Das Rohgefälle auf dieser Strecke beträgt 87,75 m. Zum Ausnützen des Gefälles wird unterhalb Münchens ein Wehr in die Isar eingebaut. Hieran schließt sich ein Werkkanal bis zu einem anzulegenden Speicherweiher von 150, im weiteren Verlauf von 125 cbm/sek Leistungsfähigkeit. An diesem Werkkanal liegen nach dem letzten, zur Ausführung bestimmten Entwurf hintereinander geschaltet, 4 Niederdruckwerke, von denen das oberste rund 10 m, die beiden nächsten je 25 m und das unterste rund 20 m Gefälle ausnützt. Die mittlere Wasserführung der Isar unterhalb Münchens schwankt in den einzelnen Jahren zwischen 90 und 120 cbm/sek, im Winter beträgt sie durchschnittlich 55, geht aber bis auf etwa 30 cbm/sek herunter. Ein See, der als natürlicher Speicherraum hätte ausgenützt werden können, ist nicht vorhanden; ebensowenig konnte nach der örtlichen Lage eine Talsperre erbaut werden. Zum Ausgleich der Wasserschwankungen in der Isar war aber ein Speicherweiher von großem Vorteil. Der Entwurfsbearbeiter, Dr.-Ing. Theodor Rümelin, entwarf daher einen Flachland-Speicherweiher dadurch, daß er oberhalb der ersten Kraftstufe an dem dort flach nach Norden abfallenden Gelände, gleichgerichtet mit dem über dem Boden gelegenen Werkkanal, einen zweiten Damm anordnete. Auf diese Weise konnte bei einer durchschnittlichen Breite von 1,1 km, einer Länge von 7,6 km und einer mittleren Tiefe von 3,6 m ein Stauweiher mit einem Fassungsraum von rund 30 Millionen cbm gewonnen werden, ein Maßnahme, die für weitere ähnliche Kraftanlagen grundlegend sein dürfte. An dem unteren Ende des Werkkanales vor dem Einfluß in die Isar ist ein ähnlicher Gegenweiher von 3 Millionen cbm Inhalt geplant zum Ausgleichen der bei Spitzenleistungen aus dem Werkkanal fließenden, über den Durchschnitt hinauss gehenden Wassermengen. Der Stauweiher liefert einen Tagesausgleich, einen Monatsausgleich und ein Aufbessern der Winterwasserstände. Es können zum Aufbessern des Tagesstromes 12 Stunden lang im Durchschnitt 69,3 cbm/sek oder

52 000 PS zugesetzt werden. In einem wasserarmen Winter erhöht sich dadurch beispielsweise die durchschnittliche Leistung von 48 000 PS täglich auf 100 000 PS während 12 Stunden. Die durchschnittliche Gesamt-Sommerleistung an der Turbinenwelle stellt sich auf fast 110 000 PS, die Gesamt-Winterleistung auf rund 64 000 PS, im Jahresmittel also rund 87 000 PS oder am Schaltbrett auf etwa 57 500 KW. Im Jahre werden geliefert rund 477,6 Millionen KWSt.

Neben dieser großartigen Wasserkraftanlage erfüllt das Unternehmen aber noch weitere Aufgaben. Die Stadt München leitete ihre Abwässer seither ungeklärt in die Isar. Durch die Wasserkraftanlage der Mittleren-Isar wird das Wasser dem Flusse während des größten Teiles des Jahres entzogen. Er kann das Abwasser daher nicht mehr aufnehmen. Dieses soll daher zunächst in offenen Becken geklärt und dann in Fischweihern weiter gereinigt werden, die dem geplanten Stauweiher anzugliedern sind. Aus den Fischteichen läuft das gereinigte Abwasser dem Werkkanal zu und wird in den Kraftstufen mit ausgenützt. Ferner liegt in einem Winkel, den der Werkkanal nach Nordwesten offen läßt, das ungefähr 30 000 ha große Erdinger Moos. Es ist gegenwärtig infolge des ihm zuströmenden Grundwasserstromes für die Landwirtschaft nur beschränkt auszunützen. Dieser Grundwasserstrom soll durch einen südlich des Stauweihers liegenden Quergraben teilweise abgefangen und dem Werkkanal als Triebwasser zugeführt werden. Das Erdinger Moos wird daher entwässert und der landwirtschaftlichen Bebauung erschlossen. Durch besondere Vorkehrungen können zeitweise im Bedarfsfalle künstliche Bewässerungen des Erdinger Mooses aus dem Werkkanal erfolgen.

Verbunden mit der Wasserkraftanlage werden daher durch diese Maßnahmen weitere erhebliche wirtschaftliche Vorteile erzielt.

Es sind ferner im Bau an größeren Kräften durch die Bayerische Aluminium-A.G. an dem mittleren Laufe des Inn die Innstufe zwischen Jettenbach und Töging mit 31 m Nutzgefälle und 75 000 PS mittlerer Jahresleistung, durch die Lech-Elektrizitätswerke A.G. die Lechstufe Meitingen mit 13 m Gefälle und 11 700 PS mittlerer Jahresleistung, durch die Alzwerke G. m. b. H. die Alzstufe Margaretenberg—Holzfeld mit 61 m Gefälle und 29 000 PS mittlerer Jahresleistung.

Der Main-Donau-Kanal wird demnächst begonnen. Er ist nach seiner Anlage eine große Kraftwasserstraße. Bei seinem Ausbau werden an dessen Kraftstufen im Jahresmittel erzeugt zwischen:

Aschaffenburg und Würzburg	46 600	PS
Wernfeld und Haßfurt	14 300	,,
Haßfurt und Bamberg	8 260	,,
Bamberg und Nürnberg	16 100	,,
Nürnberg und Scheitelhaltung (Lechzubringer)	28 800	,,
Kelheim und Regensburg	9 650	,,
Regensburg und Landesgrenze unterhalb Passau	42 000	,,
insgesamt	165 710	PS

Diese Kräfte sollen an das Bayernwerk abgegeben werden.

Einschließlich aller Leitungs- und Umformerverluste erhalten die Speisepunkte des Bayernwerkes in Aschaffenburg, Würzburg, Bamberg, Nürnberg und Regensburg im Jahresmittel von der Strecke:

Aschaffenburg—Würzburg	252,7	Mill.	KWSt
Wernfeld—Haßfurt	80	,,	,,
Haßfurt—Bamberg	45,65	,,	,,
Bamberg—Nürnberg	91,34	,,	,,
Nürnberg—Scheitelhaltung (Lechzubringer)	164,16	,,	,,
Kelheim—Regensburg	53,91	,,	,,
Regensburg—Landesgrenze unterhalb Passau	232,0	,,	,,
insgesamt	919,76	Mill.	KWSt

Diese Kräfte sind jedoch nicht alle dauernd vorhanden. Nur 291 Mill. KWSt stehen an 365 Tagen zur Verfügung, 628 Mill. KWSt an weniger als 365 Tagen.

Nach den Vorkriegspreisen hätten diese Energiemengen, soweit sie an 365 Tagen im Jahre dauernd abgegeben werden, zu 4 Pf/KWSt verkauft werden können.

An solchen Kräften werden erzielt zwischen:

			Verkaufswert
Wernfeld und Haßfurt	68,2	Mill. KWSt,	2 728 000 M
Bamberg und Nürnberg	78,4	,, ,, ,	3 136 000 ,,
Nürnberg u. Scheitelhaltung	144,85	,, ,, ,	5 794 000 ,,
insgesamt	291,45	Mill. KWSt,	11 658 000 M

Die an weniger als 365 Tagen anfallenden Kräfte sollen mit 3 Pf/KWSt bewertet werden.

Hiervon sind vorhanden zwischen:

			Verkaufswert
Aschaffenburg u. Würzburg	252,7	Mill. KWSt,	7 581 000 M
Wernfeld u. Haßfurt	11,8	,, ,, ,	354 000 ,,
Haßfurt und Bamberg	45,65	,, ,, ,	1 369 500 ,,
Bamberg und Nürnberg	12,94	,, ,, ,	388 200 ,,
Nürnberg und Scheitelhaltung (Lechzubringer)	19,31	,, ,, ,	579 300 ,,
Kelheim und Regensburg	53,91	,, ,, ,	1 617 300 ,,
Regensburg und Landesgrenze unterhalb Passau	232,0	,, ,, ,	6 960 000
insgesamt	628,31	Mill. KWSt,	18 849 300 M

Die Einnahme aus dem Strom stellt sich daher im ganzen auf 11 658 000 + 18 849 300 = 30 507 300 M.

Von den nach den Vorkriegspreisen ermittelten Kosten für den Ausbau des Main-Donau-Kanals von 510 549 000 M fallen 419 162 000 M oder 82 vH auf die Schiffahrtsstraße und nur 91 387 000 M oder 18 vH auf die Kraftstufen.

Die Betriebskosten in der Gesamthöhe von 33 141 000 M teilen sich in 25 465 000 M oder 77 vH für die Schiffahrtsstraße und nur 7 670 000 M oder 23 vH für die Kraftstufen.

Von den jährlichen Einnahmen von 33 807 300 M rühren 3 300 000 M oder 10 vH aus dem Schiffahrtsverkehr her, 30 507 300 M oder 90 vH kommen jedoch aus dem Stromverkauf.

Die Einnahmen aus dem Kraftverkauf sind also etwa neunmal so hoch, als diejenigen aus dem Schiffahrtsverkehr.

Die Welthandelslinie des Main-Donau-Kanals wird wirtschaftlich also nur gestützt durch die dabei gewonnenen Wasserkräfte; die Abgaben aus dem Schiffsverkehr können vollständig aufgehoben werden, wenn erst die erzielten Kräfte zum größten Teil verkauft sind, ein wohl überraschender Beweis für den wirtschaftlichen Wert der Wasserkräfte.

Ähnlich verhält es sich an dem Neckarkanal, bei dem zwischen Mannheim und Plochingen 80 000 PS an Wasserkräften anfallen; auch hier gründet sich die Wirtschaftlichkeit der Schiffahrtsstraße auf die Einnahmen aus dem Kraftabsatz.

Der Bau der Wasserkräfte hat sich seither wesentlich in 3 verschiedenen Formen vollzogen. Es sind dies das Ausbauen durch den Staat, durch gemischtwirtschaftliche Unternehmungen und durch Private. Jede dieser Formen ist unter Umständen berechtigt und wird es auch in Zukunft bleiben. In der letzten Zeit steht bei der Frage über das Verwerten von Wasserkräften hauptsächlich das allgemeine Versorgen des Landes mit elektrischer Kraft im Vordergrund. Der Ausbau von Wasserkräften für private Unternehmungen kommt vielfach zu kurz. Für die Form des Ausbaues sollen aber lediglich die vorliegenden wirtschaftlichen Interessen maßgebend sein.

In dem von der Nationalversammlung angenommenen Gesetz über die Sozialisierung der Elektrizitätswirtschaft ist hauptsächlich nur von dieser die Rede. Nebenbei wird bestimmt, daß Kraftanlagen, also auch Wasserkräfte, von über 5000 KW Leistung, verstaatlicht werden können. In dem Reichselektrizitätsrat ist auch ein Ausschuß für süddeutsche Wasserkräfte gebildet. Diese Bestimmungen stellen einen starken Eingriff in die allgemeine Wasserwirtschaft dar. Elektrizitätswirtschaft und Wasserwirtschaft sollten getrennt voneinander behandelt werden. Keinesfalls aber ist die Wasserwirtschaft der Elektrizitätswirtschaft unterzuordnen; sie erscheint vielmehr als die Hauptsache, da eine Elektrizitätswirtschaft ohne Wasserwirtschaft in Zukunft kaum möglich sein wird. Neben dem Reichs-Elektrizitätsrat sollte daher ein Reichs-Wasserwirtschaftsrat stehen, der u. a. über den Ausbau der Wasserkräfte im Reiche zu wachen hätte. Dieses Über-

wachen ist geboten, da der allgemeine Ausbau sämtlicher deutschen Wasserkräfte gefördert werden muß, da ferner die Wasserwirtschaft sich meist auf einen ganzen Flußlauf wird erstrecken müssen, an einem Fluß aber zwei oder mehr Länder beteiligt sein können, weil ferner das Hinüberleiten von Wasserkräften auf elektrischem Wege aus einem Lande in das andere hin und wieder zweckmäßig sein kann.

Das Überwachen ist auch deshalb geboten, weil das Versorgen von ganz Deutschland durch Wasserkräfte unter Umständen in Verbindung mit Braunkohlen- oder Torfwerken anzustreben ist und weil endlich der Ausbau von Wasserkräften große Geldmittel beansprucht, die von den einzelnen Ländern unter Umständen nicht beschafft werden können, eine Mithilfe des Reiches daher eintreten muß. Diese Mithilfe rechtfertigt sich durch die Kohlenersparnis, die durch jede neu ausgebaute Wasserkraft eintritt, und diese Kohlenersparnis liegt, einerlei ob sie im Norden oder Süden, im Westen oder Osten Deutschlands erfolgt, im allgemeinen wirtschaftlichen Interesse des Reiches.

Die Arbeit dieses Reichs-Wasserwirtschaftsrates soll den Ausbau der Wasserkräfte in jeder Beziehung fördern, darf ihn aber nicht durch engherzige Verwaltungsmaßnahmen hindern oder nur verzögern An seiner Spitze muß daher ein Ingenieur stehen, der in technischen und wirtschaftlichen Fragen der Wasserwirtschaft, insbesondere aber auf dem Gebiete der Wasserkräfte, umfassende Kenntnisse besitzt.

In diesem Wasserwirtschaftsrat sind alle in sein Arbeitsgebiet fallenden Fragen zusammenzufassen, die heute in einer Anzahl von Ministerien zerstreut behandelt werden. Nur dann ist ein erfolgreiches Arbeiten denkbar. Seine Tätigkeit muß sich gründen auf die in den einzelnen Ländern bereits vorhandenen Ämter, die seither vielfach erfolgreich gearbeitet haben. Durch diese Landesstellen soll jedem Land, allerdings im Rahmen der Versorgung des ganzen Reiches, die Selbstverwaltung über seine Wasserkräfte erhalten und eine möglichst freie Bewegung gelassen werden. Dem Reiche muß dabei das Recht vorbehalten bleiben, einige Kräfte für die Rohstoffwirtschaft des Reiches selbst auszubauen. Die Mitarbeit von Privatingenieuren ist anzustreben; sind doch die Entwürfe für die meisten großen Wasserkraftanlagen Deutschlands von Privatingenieuren ausgegangen. Ob der Ausbau großer Kräfte dann vom Staat allein oder durch gemischtwirtschaftliche Unternehmungen zu erfolgen hat, ist in jedem Einzelfalle auf Grund eingehender Erwägungen zu entscheiden.

Der Ausbau durch private Unternehmungen sollte außerdem unterstützt, keinesfalls gehindert werden, vorausgesetzt, daß dabei die öffentlichen Interessen gewahrt und nicht verletzt werden.

Eine Reihe großer Wasserkräfte sind im Bau, Entwürfe für weitere Anlagen liegen vor. Unsere Wirtschaftslage fordert gebieterisch das Einsparen von Kohlen. Alle Kreise, Regierungen und Private, Ingenieure und Volkswirtschaftler, müssen daher zusammenwirken, um die in reichlichem Maße in den Flüssen vorhandenen Naturschätze zu heben.

Genug langen vorbereitenden Erwägens. Wenn irgendwo so gilt hier das Wort: Im Anfang war die Tat! —

DR.-ING. THEODOR RÜMELIN †.

Am 9. November d. J. ist zu München nach kurzer schwerer Krankheit Reg.-Bmstr. a. D. Dr.-Ing. Theodor Rümelin verstorben. Mit ihm ist in voller Arbeitskraft einer der tatkräftigsten Bauingenieure aus seiner vielversprechenden Tätigkeit dahingegangen.

Theodor Rümelin, als Sohn des Prof. Rümelin aus Heilbronn, am 20. Mai 1877 in Besigheim in Württemberg geboren, wandte sich nach Beendigung der Schulzeit zunächst der militärischen Laufbahn zu. — Im Februar 1897 zum Sekondeleutnant ernannt, ließ er sich jedoch schon im Jahre darauf zu den Offizieren der Reserve seines Regts. überführen, um auf der Technischen Hochschule zu Stuttgart als Bauingenieur zu studieren. Im Mai 1902 bestand er daselbst die erste Staatsprüfung und trat dann sofort zur praktischen Ausbildung bei der Tiefbaufirma Grün & Bilfinger in Mannheim ein. Die großen, umfangreichen Ausführungen und Entwurfsbearbeitungen dieser Firma, bei welcher Rümelin bis zum Jahre 1905 blieb, boten ihm willkommene Gelegenheit, sich bei den verschiedensten Aufgaben des Bauingenieurs praktisch zu betätigen und reiche Erfahrung besonders auf dem Gebiet des Wasserbaues zu sammeln. Nachdem er noch den für die Ausbildung vorgeschriebenen Dienst bei einer Baubehörde erledigt hatte, legte er 1906 die zweite Staatsprüfung ab.

Nach bestandenem Examen trat Rümelin bei der Firma Sager & Woerner in München als leitender Ingenieur ein. Als solchem lag ihm neben anderen Arbeiten der Ausbau der Wasserkraftanlage in Moosberg a. d. Isar und im Auftrage der Bayrischen Stickstoffwerke A.-G. der Ausbau der Wasserkraftanlage bei Trostberg ob. Mit diesen beiden Ausführungen hat Rümelin das eigentliche Feld seiner Tätigkeit betreten, auf dem er weiterhin mit nie erlahmendem Eifer praktisch und theoretisch seine volle Arbeitskraft einsetzte. Unermüdlich war er bestrebt, die in der Praxis wahrgenommenen Beobachtungen wissenschaftlich zu ergründen, um sie gegebenenfalls planmäßig wieder in der Praxis zur Anwendung bringen zu können. Besonderes Interesse wandte Rümelin der Wasserbewegung in Flüssen und Kanälen zu. Unter Zugrundelegung der Pulsation des fließenden Wassers suchte er neue Wege zur Klarlegung der Fließbewegung in offenen Wasserläufen einzuschlagen. — Die ersten Versuche in dieser Richtung legte er in seiner Dissertation „Wie bewegt sich fließendes Wasser?", mit welcher er an der Dresdner Hochschule 1912 zum Doktor promovierte, nieder, war sich aber wohl bewußt, daß erst durch weitere planmäßig durchgeführte Versuche Aufschluß über die von ihm angeregten Fragen zu gewinnen sein würde. Um sich dieser Aufgabe selbst mehr widmen zu können, gab er seine praktische Tätigkeit, die er seit 1911 als Zivil-Ingenieur ausübte, auf und trat 1913 als ständiger Assistent am Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Berlin ein. Die von ihm dort mit großem Eifer aufgenommenen Arbeiten haben leider keinen Abschluß gefunden. Sie wurden durch den Ausbruch des Krieges zuerst behindert und dann schließlich fast ganz unterbrochen, da Rümelin, der wegen eines Fußleidens nicht mehr zum Frontdienst fähig war, beim Ausbruch des Krieges als Hilfslehrer bei der Hauptkadettenanstalt in Lichterfelde eintrat, und zwar ohne die Stellung als Assistent aufzugeben. Nur der rastlosen Arbeitskraft und nie versagenden Arbeitsfreudigkeit Rümelins war es möglich, den Anforderungen, welche infolge dieser Doppeltätigkeit an ihn gestellt wurden, gerecht zu werden und sogar in dieser Zeit seine Forschungsarbeiten nicht ganz ruhen zu lassen.

Er kannte keine Ruhe, in selbstloser, wissenschaftlicher Arbeit fand er seine Befriedigung, daneben stets hilfsbereit auch Andere in liebenswürdigster Weise zu unterstützen und mit seinem reichen Wissen und Können zu fördern. Dies haben ganz besonders die Studierenden in den Übungen erfahren und dankbar anerkannt.

Während der Zeit seiner Assistententätigkeit hat Rümelin die Fühlung mit der Praxis nicht ganz verloren. Vielfach, besonders wenn es sich um den Ausbau großer Wasserkräfte handelte, wurde sein Rat und seine Hilfe in Anspruch genommen. Unter anderem hat er auch an umfangreichen Entwurfsarbeiten zur Ausnutzung der Wasserkräfte Ostpreußens tatkräftig mitgewirkt.

Anfang 1918 nahm Rümelin eine Stellung bei der Mittleren Isar G. m. b. H. in München an. Leicht wurde es ihm nicht, seine Tätigkeit im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule aufzugeben, aber die Aussicht, bei den großzügigen Arbeiten zur Ausnützung der Wasserkräfte an der mittleren Isar an leitender Stelle zu stehen, war für ihn zu verlockend, um so mehr, als er hoffte, gerade in dieser Stellung seine Forschungsarbeiten erfolgreich fördern zu können.

Daß ihm dies trotz seiner umfangreichen praktischen Tätigkeit möglich gewesen ist, zeigen seine vielfachen Schriftsätze aus dieser Zeit und vor allem die Arbeiten des Kuratoriums für Rauhigkeitsuntersuchungen, dessen Vorsitzender Rümelin war.

Ein reiches Arbeitsfeld lag vor ihm, als der Tod seiner rastlosen Tätigkeit unerwartet ein Ziel setzte.

Außer der bereits erwähnten Schrift „Wie bewegt sich fließendes Wasser?" und dem in der Göschen-Sammlung erschienenen dreibändigen Werke „Wasserkraftanlagen" hat Rümelin in den verschiedensten Zeitschriften zahlreiche Arbeiten veröffentlicht, besonders über den wirtschaftlichen Ausbau von Werkkanälen.

Grantz.

Nachschrift der Schriftleitung. Dr. Rümelin war Mitglied der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" und hat auch in der 1. Hauptversammlung am 21. September d. J. im Anschluß an den Schmick'schen Vortrag über den wirtschaftlichen Wert von Wasserkräften die Aussprache durch interessante Ausführungen eingeleitet.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang | 15. Dezember 1920 | Heft 23

PREISBILDUNG IM BAUINGENIEURWESEN.

Von Regierungsbaumeister Steuernagel, Rheinbach (Regbz. Köln).

Vor dem Kriege spielte die „Kalkulation", d. h. die Art der Zusammensetzung des Einheitspreises für z. B. 1 m³ Erdbewegung, 1 m³ Fundamentbeton, Gewölbebeton usw. für den Bauherrn eine geringe Rolle. Da Lohn- und Materialpreisschwankungen innerhalb engerer Grenze blieben und ihren Ausgleich im allgemeinen, vergleichsweise nicht erheblichen Geschäftsrisiko des Unternehmers fanden, interessierte den Bauherrn nur das Endergebnis der Kalkulation, der Einheitspreis. Die Verhältnisse der Nachkriegszeit haben die Bindung des Bauunternehmers, ebenso wie des Fabrikanten, des Händlers usw. an feste Preise bei längerer Vertragsdauer unmöglich gemacht; die Schwankungen in den Löhnen, Bau- und Betriebsstoffen, d. i. in den Arbeitselementen des Unternehmers, sind so bedeutend und in ihrer Größe und Tendenz so unübersehbar geworden, daß das mit der Arbeitsübernahme zu festen Preisen verbundene einseitige Risiko selbst im Verhältnis zu den bedeutend gesteigerten Gewinnmöglichkeiten zu groß, ja unerträglich wurde. Der Staat als größter Arbeitgeber und ihm folgend private Arbeitgeber haben deshalb notgedrungen Vertragsarten einführen müssen und eingeführt, die für den Unternehmer das Risiko durch seine Verteilung nach bestimmtem Verhältnis auf Bauherrn und Unternehmer auf ein erträgliches Maß zurückführten, anderseits dem Bauherrn aber eine gewisse Gewähr für wirtschaftliche Arbeitsausführung erhielten. Selbstkostenvertrag und der sogenannte veredelte Selbstkostenvertrag, sei es mit fester oder veränderlicher Stichsumme, die für Kolonial- und Kriegsbauten eine gewisse Berechtigung haben, konnten die erstrebte Gewähr in einfacher Weise nicht bieten. Es hat sich deshalb ein Verfahren der Vergebung nach Einheitspreisen mit gleitender Skala herausgebildet in der Art, daß eine Arbeit zu bestimmten Einheitspreisen — in öffentlicher oder engerer Ausschreibung oder freihändig — vergeben wurde, daß diese Preise aber in gewissen, durch Änderung der preisbildenden Löhne und Baustoffe bestimmten Zwischenräumen, einer Neuvereinbarung zwischen den Vertragsparteien unterlagen. Bei diesen Neuvereinbarungen sind dann die vertraglichen Anfangspreise je nach ihrer Beeinflussung durch die Änderung in Löhnen, Bau- und Betriebsstoffen, zu erhöhen oder zu verringern. Es ist klar, daß z. B. durch das Steigen der Löhne eine Arbeit wie das Roden von Waldflächen, das z. B. zu $^9/_{10}$ aus Arbeitslohn besteht, anders beeinflußt wird als z. B. Baggerboden lösen, im Arbeitszuge fördern und auf der Kippe einbauen, das nur zu $^5/_{10}$ vielleicht aus Arbeitslohn besteht, während der Rest auf Einrichtungskosten, Gerätemiete und -abschreibung, Betriebsstoffe usw. entfällt.

Um die jeweiligen, vom Bauherrn dem ausführenden Unternehmer je nach der Änderung in den Arbeitselementen zu vergütenden Vertragspreise aus den vertraglichen Anfangspreisen in einwandfreier, Streitigkeiten nach Möglichkeit ausschließender Weise herleiten zu können, ist deshalb außer der Festlegung der den Vertragspreisen zugrunde liegenden Arbeitslöhne und der Preise der wichtigsten Baustoffe für jede Position des Vertrages eine genaue Kalkulation aufzustellen, d. h. jede Position ist in einzelne Glieder derart zu zerlegen, daß bei Preisänderungen die Entwicklung jedes einzelnen Gliedes, entsprechend seinem größeren oder geringeren Anteil am Gesamtpreis und seiner von den anderen Gliedern im allgemeinen verschiedenen prozentualen Änderung, verfolgt werden kann. Bei diesem Verfahren werden die allgemeinen Arbeitsverhältnisse als konstant angesehen, es wird also nicht berücksichtigt, daß sich beispielsweise der Anteil eines Gliedes, z. B. des Lohnes, am Gesamtpreise während der Ausführung als größer herausstellt als wie in der Anfangskalkulation zugrunde gelegt wurde. Die jedesmalige Neufestsetzung dieser Anteile nach dem Ergebnis der Bauausführung würde einem rohen Selbstkostenvertrage mit seinen Bedenken entsprechen. Die vom ausführenden Unternehmer für den Bauherrn aufzustellende Kalkulation muß also mit größter Gewissenhaftigkeit berechnet und den jeweiligen örtlichen Verhältnissen möglichst genau angepaßt werden. Die Kalkulation des einen Baues läßt sich auf einen anderen Bau — ganz abgesehen von den besonders verschiedenartigen Verhältnissen z. B. des Lösens, Förderns und Einbauens von Erdmassen — nicht übertragen; eben deshalb spielt auch die Nachkalkulation im Bauingenieurwesen eine geringere Rolle wie im Maschinenbau, bei dem die „Baustelle", d. h. Fabrikationsort und Verhältnisse, stets die gleiche bleibt.

Bezeichnet G den reinen Gestehungspreis (ohne Generalunkosten und Gewinn des Unternehmers), der sich aus einzelnen Summanden $a_1, a_2, a_3, \ldots\ldots, a_n$ zusammensetzt, die sich je um $m_1, m_2, m_3, \ldots, m_n$ ändern mögen, so wächst der Anteil a_1 durch die Änderung um m_1 v.H. auf $a_1 + \frac{a_1 m_1}{100} = a_1 \frac{100 + m_1}{100}$,

und so fort, und es ergibt sich der neue Preis

$$G_m = a_1 \frac{100 + m_1}{100} + a_2 \frac{100 + m_2}{100} + \ldots\ldots\ldots,$$

der Preiszuwachs wird

$$\Delta G = G_m - G = \frac{a_1 m_1}{100} + \frac{a_2 m_2}{100} + \ldots\ldots + \frac{a_n m_n}{100},$$

$$G \text{ wächst um } \Delta G, \text{ d. i. um } y = \frac{\Delta G \cdot 100}{G} \text{ v. H.}$$

$$y = \frac{a_1 m_1 + a_2 m_2 + \ldots + a_n m_n}{a_1 + a_2 + \ldots + a_n} = \frac{(a\,m)}{(a)} \ldots\ldots (1$$

Fundamentbeton.

		a Mark	m v. H.	a.m
1.	Örtliche Bauleitung	1,50	150	225
2.	Einrichtung	1,00	300[1])	300
3.	Geräte	2,25	300[1])	675
4.	Löhne	11,50	250	2875
5.	Kies { Material	6,50	50	325
	Kies { Löhne	2,50	250	625
6.	Zementanfuhr[2])	0,75	300	225
7.	Brennstoffe und Öl	0,50	100	50
		(a) = 26,50	(a m)	= 5300

[1]) Veränderte Baudisposition infolge Zementmangel, andernfalls wären m_2 und $m_3 = 0$.

[2]) Zement liefert der Bauherr.

Aus dem vorstehenden Beispiel für Fundamentbeton ist zu ersehen, wie sich der Einheits-(Gestehungs-)Preis von 26,50 M für ein m^3 aus den einzelnen Preiselementen a zusammensetzt und wie deren Änderung im einzelnen zur Änderung des Gestehungspreises beiträgt. Nur eine solche Zerlegung der Einheitspreise bereits bei Vertragsabschluß sichert die reibungslose Festlegung neuer Preise bei Änderungen der Lohn- und Baustoffpreise.

$$y = \frac{(a\,m)}{(a)} = 200 \text{ v.H.},$$

d. i. der Gestehungspreis G steigt von 26,50 M um 200 v. H. auf 79,50 M.

Der Einfluß der einzelnen Posten a auf den Gesamtpreis und somit die Bedeutung einer etwaigen Veränderung von a um m v.H. läßt sich in anschaulicher Weise — wenn auch nicht die Rechnung vereinfachend — in einem Schaubild nach folgender Betrachtung darstellen:

Es ist

$$G = a_1 + a_2 + a_3 + \ldots + a_n = (a).$$

Setzt man nun

$$\frac{a_2 + a_3 + \ldots + a_n}{a_1} = \frac{(a) - a_1}{a_1} = q_1,$$

allgemein

$$\frac{(a) - a}{a} = q,$$

so ist

$$(a) - a = a\,q,$$

$$G = a + (a) - a,$$

$$G = a\,(1 + q),\quad A = \frac{G}{1+q}.$$

Trägt man in einem Koordinatensystem als Abszissen die q, als Ordinaten die zugehörigen Werte a auf, diese ausgedrückt in Hundertsteln von G, so ergibt sich folgende Tabelle und Schaubild:

q	$a = \frac{G}{1+q}$	a in v. H. von G
0	G	100
$^1/_3$	$^3/_4$ G	75
$^1/_2$	$^2/_3$ G	$66^2/_3$
1	$^1/_2$ G	50
1,5	$^2/_5$ G	40
2	$^1/_3$ G	$33^1/_3$
$2^1/_3$	$^3/_{10}$ G	30
4	$^1/_5$ G	20
9	$^1/_{10}$ G	10

Ist z. B. q = 1,5, so ist unmittelbar aus dem Schaubilde abzugreifen a = 40 v.H. von G. Wächst also a um 10 v.H., so steigt G um 4 v.H.

Beispiel: $G = a_1 + a_2 + a_3 + a_4 = 2 + 1 + 3 + 4$; m_1, 2, 3, 4 = 20, 10, 30, 40.

Lfd. Nr.	a Mark	$\frac{(a)-a}{a} = q$	a in % von G	a wächst um m Prozent	G wächst um $\frac{a}{100}$ m %
1.	2	$^8/_2 = 4$	20	50	10
2.	1	$^9/_1 = 9$	10	20	2
3.	3	$^7/_3$	30	60	18
4.	4	$^6/_4 = 1{,}5$	40	25	10
	(a) = 10				y = 40 v.H.

Der Gestehungspreis steigt von 10 M um 40 v.H. auf 14 M.

Die seitherigen Betrachtungen haben sich lediglich mit den reinen Gestehungskosten befaßt, diejenigen Kosten jedoch, welche sich prozentual mit diesen ändern, das sind die sogenannten Generalunkosten (Verwaltungskosten, Umsatzsteuer, Risiko) und Unternehmergewinn, noch nicht berücksichtigt. In dem Falle, daß die prozentualen Zuschläge zu den kalkulationsmäßigen Gestehungskosten stets die gleichen bleiben sollen, sei es, daß sich der ursprüngliche Einheitspreis durch Änderungen der Löhne und Baustoffpreise erhöht oder erniedrigt, sind die aus $y = \frac{(a\,m)}{(a)}$ berechneten Prozentsätze auch für die Errechnung des neuen Unternehmerpreises P_m aus dem ursprünglichen UnternehmerpreiseP zutreffend. Dieses Verfahren des gleichbleibenden Gewinnsatzes auch von den erhöhten Löhnen und Baustoffpreisen führt bei dem sprunghaften Steigen der Löhne und Preise zu ganz bedeutenden Mehrgewinnen für den bauausführenden Unternehmer, denen gegenüber die Gegenleistung fehlt. Bei den hohen Vertragssummen, um die es sich z. B. im Eisenbahnbau durchweg handelt, würde die Garantie des gleichen prozentualen Gewinnes bei jeder Höhe der Vertragssumme die allgemeine Geldentwertung vermehren helfen und allein aus volkswirtschaftlichen Gründen zu verwerfen sein. Ist deshalb in der Kalkulation ein Gewinnsatz g von dem Anfangspreise zugestanden, so wird man von der Verteuerung des Anfangspreises nur einen geringeren Prozentsatz g_1 zubilligen.

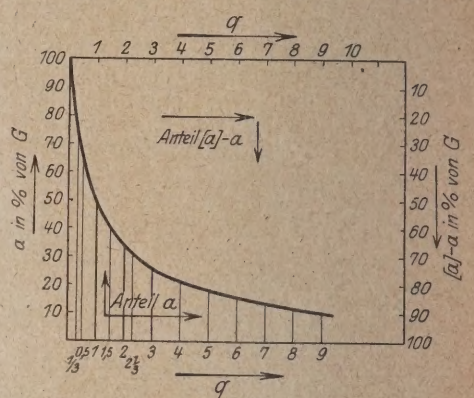


Abb. 1.
Zusammensetzung des Gestehungspreises.

Bezeichnet noch v den Generalunkostenzuschlag, so ergibt sich für den Anfangsunternehmerpreis P folgende Zusammensetzung:

$$P = (a) + \frac{v\,(a)}{100} + \frac{g\,(a)}{100} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2$$

Der neue Preis P_m infolge der Änderungen von a_1, a_2, a_3, ... um m_1, m_2, m_3, ... wird

$$P_m = (a) + \left(\frac{a\,m}{100}\right) + \frac{v}{100}\left\{(a) + \left(\frac{a\,m}{100}\right)\right\} + \frac{g\,(a)}{100} + g_1\,\frac{(a\,m)}{100} \quad \ldots \quad (3$$

Der Anfangspreis P steigt wieder um y Prozent $= \frac{(P_m - P)\cdot 100}{P}$ auf P_m. Nach einigen Umformungen wird

$$y = \frac{(a\,m)}{(a)} \cdot \frac{100 + v + g_1}{100 + v + g} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4$$

Ist z. B. v = 10, g = 10, g_1 = 5, so ist

$$y = \frac{(a\,m)}{(a)} \cdot \frac{115}{120} = \frac{(a\,m)}{(a)}\,0{,}958.$$

In dem angeführten Beispiele des Fundamentbetons würde werden y = 200 . 0,958 = 192 v.H., der Unternehmerpreis P würde nach Gl. (4) sich auf $\left(26{,}50 + \frac{20}{100}\cdot 26{,}50\right) + \frac{192}{100}\cdot 31{,}80 =$ 92,85 M gegen 95,40 M bei g = g_1 = 10, also um 2,55 M niedriger belaufen.

Bei der seitherigen Untersuchung, welche den Einheitspreis für eine gewisse Arbeit in einzelne Preiselemente, entsprechend Lohnhöhe und Arbeitszeit sowie Stoffpreis und Stoffverbrauch zerlegt, wurde lediglich der Einfluß von Änderungen der Löhne und Stoffpreise auf den Einheitspreis, nicht aber der Einfluß der Höhe der Leistung auf den Einheitspreis bestimmt; die Leistung wurde als konstant vorausgesetzt. Das Risiko aus der Kalkulation der zugrunde gelegten Arbeitsleistung trug zur Vorkriegszeit bei der üblichen Vergebung zu

festen Einheitspreisen durchweg der Unternehmer. War damals schon das aus der Annahme einer gewissen Durchschnittsleistung (z. B. 600 m³ pro Baggerschicht u. ähnl.) entspringende Risiko für den Unternehmer nicht unbedeutend, zumal es weniger übersehbar als das Lohn- und Baustoffrisiko war, so ist es in der Nachkriegszeit durch die bekannten allgemeinen Arbeitserschwernisse: Streik, Betriebskohlenmangel, Verzögerung in der Baustoffanfuhr oder in der Anlieferung von Geräten und Ersatzstoffen usw., welche alle der Erzielung von Höchstleistungen entgegenwirken, noch bedeutend gewachsen. Vollzieht sich die Arbeit des Unternehmers unter ungünstigen Umständen, so kann er die in seiner Kalkulation aufgenommene Durchschnittsleistung nicht erreichen und ist leicht gezwungen, mit Verlust zu arbeiten, da die lediglich durch Lohn- und Baustoffpreiserhöhungen veränderlichen Einheitspreise die Minderleistung nicht berücksichtigen können; trifft der Unternehmer unerwartet günstige Verhältnisse, so führt dies zu unverhältnismäßigem Gewinn zu Lasten des Bauherrn. Da, wo es sich um bedeutende Massen handelt, deren Gestehungskosten stark abhängig von der Höhe der Leistung in der Zeiteinheit sind, wie z. B. bei dem Lösen, Fördern und Einbauen der Erdmassen für einen Eisenbahn- oder Kanalbau, kann es sich deshalb als zweckmäßig herausstellen, auch dieses Leistungsrisiko, entsprechend dem Risiko aus Grundlöhnen und Grundpreisen, auf Bauherrn und ausführenden Unternehmer zu verteilen. Die Übernahme des ganzen Risikos auf den Bauherrn würde gewisse Verhältnisse des Selbstkostenvertrages ergeben, dem Unternehmer aber den Anreiz zur Erhöhung der Leistung und damit zu erzielender erhöhter Wirtschaftlichkeit nehmen. Dieser „Anreiz" des Unternehmers ist nicht zu verwechseln mit der Gewährung einer Prämie, die ihn z. B. zu schneller Arbeit anspornen soll und in einer Zulage zum festen Preis besteht, z. B. nach der Beziehung $P_c = A_o + (c - o)\,R$, worin P die dem Unternehmer bei einer Leistung c zu gewährende Gesamtvergütung bedeutet; A_o ist der für die Durchschnittsleistung o festgelegte Preis, R die Prämie für die Leistungseinheit, welche für die Mehrleistung c — o gewährt wird. Gelingt dem Unternehmer eine Leistungserhöhung auf Grund geschickter Arbeitsdisposition oder sonstiger günstiger Umstände (keine Streiks, günstiger Baggerboden, günstiges Wetter usw.), so fallen natürlich auch die von ihm auf die Einheit zu machenden Aufwendungen. Bliebe der ihm gewährte Preis P konstant, so würde sein Verdienst mit zunehmender Leistung bedeutend wachsen, während er bei Minderleistungen erhebliche Zubuße zu tragen hätte. Dem Vertragsverhältnis der Parteien eine neue Kalkulation auf Grund der bei der Bauausführung sich ergebenden Arbeitsverhältnisse zugrunde zu legen ist mißlich, da eine Einigung schwer zu erzielen ist, und allenfalls ein von den Parteien zu erwählender Schätzungsausschuß vermitteln müßte. Damit würde auch der Anreiz des Unternehmers zu wirtschaftlicher Arbeitsweise gemindert werden oder gar schwinden. Deshalb ist es zweckmäßig, bei großen Massen von beträchtlichem Einheitspreis ein festes Verhältnis vom Einheitspreis zum Grundpreis festzulegen derart, daß bei Leistungserhöhung, also geringeren Gestehungskosten für die Einheit, der Unternehmer an der Ersparnis teilnimmt, anderseits bei Leistungsverminderung an der Erhöhung der Gestehungskosten mitträgt. Bei dieser Regelung bleibt das Unternehmerrisiko in erträglichen Grenzen, während anderseits der Bauherr in der Gewinn- und Verlustbeteiligung des Unternehmers die Gewähr für wirtschaftliche Arbeitsweise hat.

Eine allgemeine Formel für diese Verteilung des Leistungsrisikos auf Bauherr und Unternehmer läßt sich natürlich nicht aufstellen, da die Abhängigkeit zwischen Leistung, Grundpreis und Gewinnanteil des Unternehmers nach den jeweiligen örtlichen Verhältnissen und der Arbeit, um die es sich handelt, verschieden zu bemessen ist. Das folgende Beispiel für Baggerboden (Abtragmassen lösen, fördern und wiedereinbauen) erläutert das Verfahren.

Bezeichnet P_c den dem Unternehmer für eine Durchschnittsleistung von cm³ pro Baggerschicht zu gewährenden Einheitspreis in M/m³, P_a den dem Unternehmer für die der Kalkulation zugrunde liegende „Grundleistung" a m³ pro Baggerschicht zu gewährenden Einheitspreis in M/m³,

L = einer noch näher zu bestimmenden Funktion von P_a, $L = f(P_a)$, welche die Preiselemente umfaßt, welche durch die Höhe der Leistung beeinflußt werden,

η die Verhältniszahl < 1, in der der Unternehmer an der durch Erhöhung der Leistung verursachten Gestehungskostenverminderung teilnimmt. Wächst die Förderung über a, so vermindern sich die Förderkosten um $f(P_a)$ im Verhältnis von Mehrförderung (c — a) zur Gesamtförderung (c). Von dieser Verminderung erhält der Unternehmer einen Verhältnisanteil η als Prämie.

Es ist also

$$P_c = P_a - L\,(1-\eta)\,\frac{c-a}{c} \quad \ldots\ldots \text{(5}$$

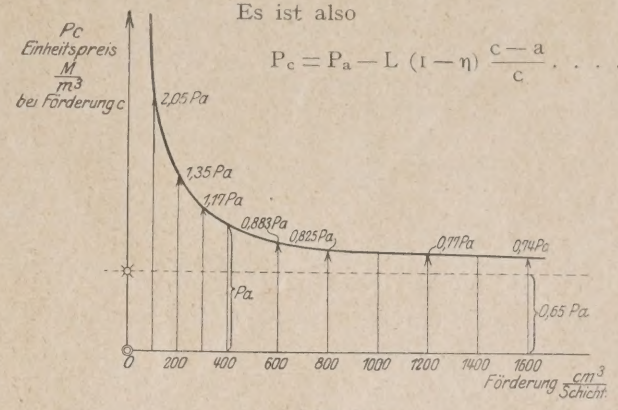


Abb. 2.
Abhängigkeit des Einheitspreises von der Leistung.

Sei a = 400, $\eta = \frac{1}{2}$, und möge $L = f(P_a)$ eine lineare Funktion sein, gleich der Summe aus den Preiselementen 1, 4, 5, 6 und 7 (2 und 3 sind konstant), also = 8,70 = rd 0,7 P_a, so wird

$$P_c = P_a - 0{,}7\,P_a \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{c-400}{c}.$$

Durch zeichnerische Auftragung dieser Gleichung in einem Koordinatensystem mit den Achsen c und P_c ergibt sich eine gleichseitige Hyperbel, deren Asymptoten eine zur c-Achse im Abstande $P_c = 0{,}65\,P_a$ gezogene Parallele und die P_c-Achse sind.

Baggerboden.

	Bezeichnung	Preis M/m³	
1.	Örtliche Bauleitung	0,50	—
2.	Einrichtung der Baustelle (Frachten, Löhne, Baustoffe)	—	1,10
3.	Großgerät (Löffelbagger, Lok, Gleis)	—	2,60
4.	Löhne (am Bagger, beim Transport, Kippe, Werkstatt, Sonntagsarbeit) .	5,60	—
5.	Kohlen	1,20	—
6.	Öl	0,35	—
7.	a) Reparatureisen	0,80	—
	b) Reparaturholz	0,25	—
		8,70	3,70
		G_a = 12,40	
	v = g = 10 v.H.,	P_a = 14,88	

Steigt die Leistung a = 400 z. B. um 50 v.H. auf c = 600, so wird

$$P_c = P_a \left\{1 - \frac{7}{20} \cdot \frac{1}{3}\right\} = 0{,}883\,P_a,$$

ist also um 11,7 v.H. gefallen.

Fällt die Leistung um 50 v.H. auf c = 200, so wird $P_c = 1{,}35$, P_a ist also um 35 v.H. gestiegen.

Fassen wir das Ergebnis unserer Untersuchung zusammen, so ergibt sich als wichtige Lehre:

1. Bei der Vergebung von Bauarbeiten zu festen Einheitspreisen unter Vergütung der Lohn- und Stoffpreiserhöhungen genügt es nicht, neben den Einheitspreisen die Grundlöhne und Preise vertraglich festzulegen; es muß vielmehr in einer Kalkulation der Anteil von Löhnen, Bau-, Betriebsstoffen, Geräten usw. an den einzelnen Angebotspreisen als Bestandteil des Vertrages bestimmt werden.

2. Bei Vertragspositionen mit bedeutenden Massen (Erdarbeiten) ist auch die der Angebotskalkulation zugrunde liegende Durchschnittsleistung zu berücksichtigen derart, daß bei Mehr- oder Minderleistung der Einheitspreis sich angemessen verringert bzw. erhöht.

Auf die Wichtigkeit der eingehenden Prüfung der Kalkulation vor Vertragsabschluß hinsichtlich Art und Größe jedes Preiselementes braucht kaum mehr besonders hingewiesen zu werden. Nur dann ist reibungsloses Zusammenarbeiten zwischen Bauherr und bauausführendem Unternehmer möglich, ohne Dazwischentreten von Schiedsgerichten oder Schätzungsausschüssen, die im allgemeinen für beide Parteien unerwünscht sind, für eine Behörde mitunter bequem erscheinen mögen, wenn eine Entlastung von Verantwortung erstrebt wird. Die wichtige Frage der Bewertung der einzelnen Elemente eines Arbeitspostens, namentlich der Großgeräte hinsichtlich der Fragen Buchpreis, Beschaffungspreis, Zeitwert, Verkaufswert, und Verzinsung und Amortisation soll hier nicht weiter eingegangen werden, ebensowenig auf die Frage, ob es empfehlenswert und gerechtfertigt ist, den Unternehmer am Steigen und Fallen der Löhne und Stoffpreise mit einer Zubuße bzw. Vergütung zu beteiligen.

Mögen diese Betrachtungen, aus der Praxis des Baues einer Eisenbahnneubaustrecke mit einer Monatsausgabe von über 2 Millionen Mark entstanden, beitragen, daß die Schwierigkeiten, welche sich in der Nachkriegszeit der Einleitung, Ausführung und Abwicklung eines Baues entgegenstellen, zu Nutz und Frommen von Bauherr und Unternehmer verringert werden; mögen sie die beteiligten Kreise anregen, auch ihrerseits ihre Erfahrungen und Vorschläge mitzuteilen.

AUSFÜHRUNG UND KOSTEN DER MAASBRÜCKEN IN VISÉ, (KRIEGSBAHN AACHEN–TONGEREN).

Von Oberbauinspektor Dr.-Ing. Gaber, Mannheim.

Die alte zweigleisige Hauptbahn Aachen–Lüttich, welche den Nordteil der Ardennen durchquert, hat starke Krümmungen und Steigungen, viele Kunstbauten und Tunnels, und ist daher leicht verwundbar und betrieblich ungünstig. Ihre Fortsetzung nach Brüssel besitzt gleich hinter dem Hauptbahnhof Lüttich die bekannte Steilrampe bis Ans. Wegen der Bedeutung als Hauptverkehrslinie zwischen Heer und Heimat wurde Ende 1914 vom Feldeisenbahnchef der Entwurf einer viergleisigen und Bau einer zweigleisigen Umgehungsbahn von Aachen-West über Visé an der holländischen Grenze nach Tongeren befohlen mit größter Steigung 1:100, kleinstem Halbmesser 1000 m und 20 Minuten Zugfolge. Sie verbindet die Rheinlande unter Umgehung der Ardennen mit Flandern über Löwen–Brüssel, Löwen–Aerschot–Antwerpen oder Hasselt–Aerschot–Antwerpen und schließt sie durch eine zweigleisige Verbindungsbahn bei Visé an die tiefliegende Maastalbahn Mastricht–Lüttich und damit auch an das übrige Bahnnetz Belgiens und Nordfrankreichs an. Westlich der Maas hat sie als größte Steigung nur 1:400. Sie stellt eine betrieblich leistungsfähige, für den großen Personen- und Güterdurchgangsverkehr wichtige Hauptbahn dar, welche in den kommenden Friedensjahren für den Warenaustausch wichtig sein wird. Das breite Maastal wird dicht unterhalb Visé und nahe der holländischen Grenze in 20–25 m Höhe überschritten. Die Bahn liegt links der Maas wagrecht und steigt vom linken Maasufer an mit 1:400; nach einem Bogen von 1400 m liegt sie im Maastal im wesentlichen gerade. Der linksufrige Maaskanal mit seinen benachbarten Wegen und Fabrikanlagen wird durch die 307 m lange Maaskanalbrücke überfahren, an welche nach 400 m Damm die 608 m lange Maasbrücke anschließt. Nach weiteren 200 m Damm kommt das Kreuzungsbauwerk an der Kreuzung des hochliegenden neuen Bahnhofes Visé mit dem tiefliegenden umgebauten alten Bahnhof Visé an der Hollandbahn. Die Bauleitung war militärisch gegliedert, aber aus Eisenbahnfachleuten zusammengestellt, und hat fast unbehindert durch Instanzen im Verein mit leistungsfähigen deutschen Brücken- und Tiefbau-Unternehmungen einen hervorragenden Bahnbau nach strengen Friedensgrundsätzen entworfen und mit Anwendung aller verfügbaren neuzeitlichen Hilfsmittel in der kürzest möglichen Zeit durchgeführt. Hier seien die beiden Maasbrücken beschrieben, deren Einzelbearbeitung und Bauausführung der Verfasser als Vorstand des Streckenbauamtes Visé geleitet hat.

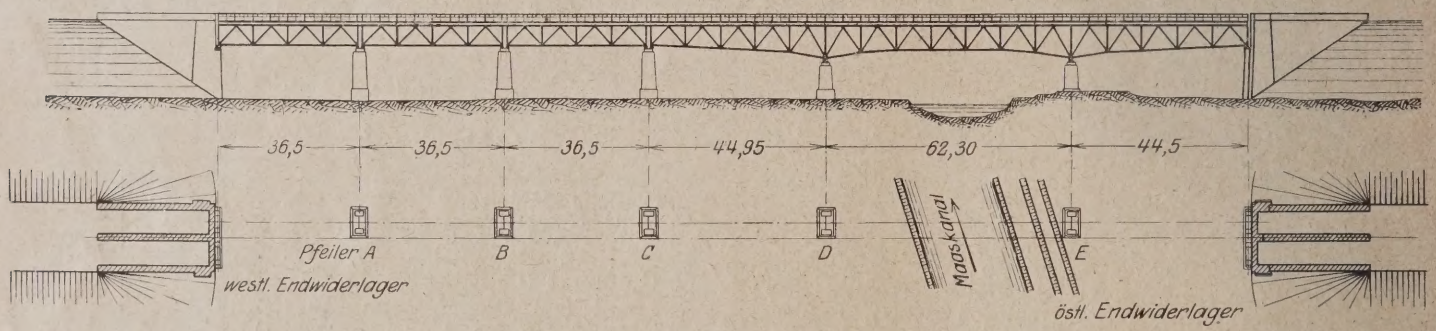


Abb. 1. Ansicht und Grundriß der Maaskanalbrücke.

Für die Ausbildung der Bauwerke war verlangt worden, daß der Bau in kurzer Zeit mit vorwiegend ungeübten belgischen Arbeitern und unter Entlastung der Bahnen ausgeführt werden konnte. Für die Maas und den Maaskanal wurden auf Grund eines engeren Wettbewerbes frei aufliegende eiserne Tragwerke mit obenliegender Fahrbahn nach dem Entwurfe der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg Werk Gustavsburg mit Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim gewählt, bei denen der Schwerpunkt der Arbeit in die heimische Werkstätte verlegt und deren Aufstellung nicht schwierig werden konnte.

Sämtliche eiserne Überbauten sind zweigleisige Strebenfachwerkträger einfachster Art und haben obenliegende Fahrbahn. Der Eisenaufwand ist dadurch herabgedrückt worden, daß 1. die großen Flutöffnungen Kragträgerbrücken erhielten

2. daß die Hauptträgerentfernung durchweg auf 4,50 m beschränkt wurde und die beiden Randlängsträger der Fahrbahn auf den überkragenden Querträgern 0,40 m außerhalb der Tragwände liegen bei einem Abstand der beiden Hauptgleise von 3,50 m.
3. daß auch die Formänderung durch Wärme ohne Rißbildung erfolgt,
4. daß die Verbreiterung für den viergleisigen Ausbau der Bahn organisch ohne Abbruch wesentlicher Teile möglich bleibt,

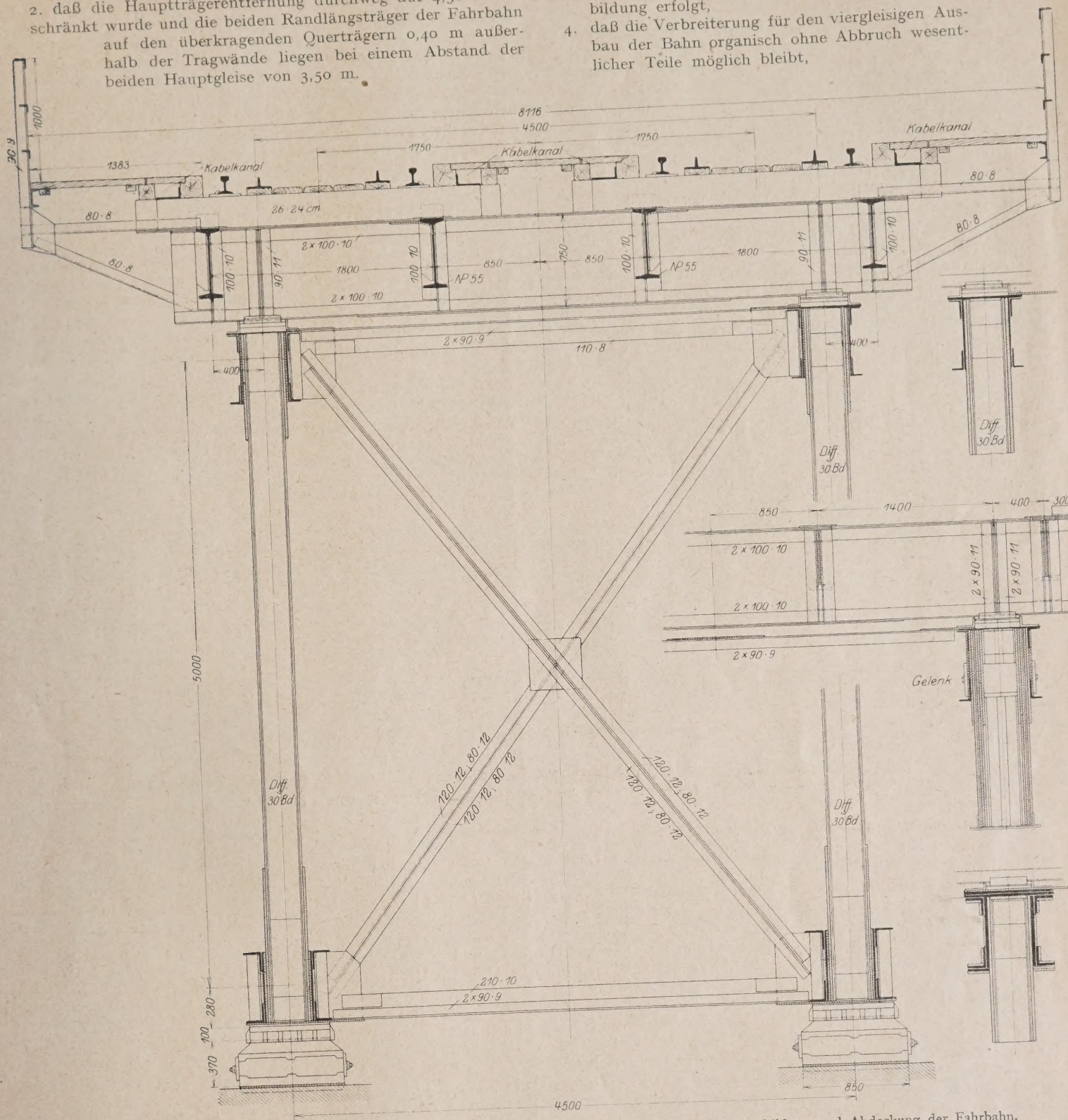


Abb. 2. Maaskanalbrücke. Querschnitt am beweglichen Auflager der Kragträgerbrücke mit Ausbildung und Abdeckung der Fahrbahn. Obergurtquerschnitte und Kragträgergelenk.

Für die Unterbauten wie für alle anderen Kunstbauten wurde Stampfbeton genommen. Die besonderen Verhältnisse und die große Höhenlage der Bahn über dem Gelände verlangten bei der Einzelausbildung noch:

1. daß die statische Wirkung einfach und klar ist,
2. daß die verschieden belasteten Teile durch durchgehende Fugen u. dgl. getrennt werden,
5. daß starke Betonkörper Sparöffnungen erhalten, damit einerseits Masse, Arbeit und Zeit erspart wird und anderseits der Beton durch vermehrte Oberfläche und verbesserten Luftzutritt rasch erhärtet,
6. daß die benachbarten Bauwerke zueinander passen und durch gute und einfache Gliederung vorbildliche Bauten im besetzten Gebiet entstehen.

Den Festigkeitsberechnungen wurde der schwere preußische Lastenzug zugrunde gelegt.

Da der alte Bahnhof Visé dem großen Baugüterverkehr nicht gewachsen sein konnte, wurde er anfangs 1916 rechtzeitig und durchgreifend erweitert und mit den notwendigen Anschlußgleisen versehen. Der rechte Maasuferkai wurde soweit nach Süden verlängert, daß jede Unternehmung ein Stück Kai mit Ufergleis zum Umschlag auf Wasser zur Verfügung hatte. Die planmäßige Erweiterung genügte vollkommen auch einem großen Stoßverkehr und brachte noch eine Ersparnis von 10 alten Weichen.

Sämtliche Arbeiten wurden nach dem Kolonialvertrage ausgeführt, wie ich ihn in meinem „Zeitgemäße Bauverträge", Zentralblatt d. Bauw. 1919, Heft 27, beschrieben habe. Zu den nachgewiesenen Eigenkosten wurden 10% als Unternehmergewinn und 7½% für heimische Verwaltungskosten gewährt. Zur Berechnung der höchstzulässigen Vergütung dienten die angebotenen Einheitspreise des Verdingungsanschlages, welche der eigentlichen Abrechnung aber nicht zugrunde lagen. Das Eisenwerk wurde zu festen Preisen geliefert und nur im Kolonialvertrage zusammengebaut.

1. Der Eisenbau der Maaskanalbrücke.

Die Brücke liegt mit ihrer Schienenunterkante 21,40 m über dem Wasserspiegel des Kanals Lüttich—Mastricht und hat auf dessen Westufer drei gleiche Öffnungen von 35,60 m Stützweite. Die anschließende Kragträgerbrücke ist 151,30 m lang und hat 2 Seitenöffnungen von 44,50 m, welche nach dem Kanal 4,45 m auskragen und einen eingehängten Träger von 53,40 m Stützweite tragen, so daß die eigentliche Kanalbrücke 62,30 m weit gespannt ist. Die Trägerhöhe von 5 m wächst über den beiden Kanalpfeilern auf 8 m an. Die Lichtweite der Fahrbahn zwischen den Geländern beträgt 8,116 m. Zwischenpfeiler und Endwiderlager stehen rechtwinklig zur Bahnachse. (Abb. 1.)

Die Hauptträger bestehen aus zusammengenieteten Querschnitten und haben bei den Wandstäben weitgehend Differdinger Träger. Die Gelenke des eingehängten Trägers liegen in der Obergurt und sind Stahlbolzen von 220 mm Durchmesser. Zur Sicherung der Beweglichkeit wurden zwischen den Wandungen des Krag- und eingehängten Trägers 4 mm starke Messingbleche angeordnet. (Abb. 2.) Jedes Gleis hat 2 Längsträger aus I NP Nr. 50 mit 1,80 m Abstand, welche mit einem liegenden Verband die Bremskraft und Seitenstöße der Fahrzeuge aufnehmen. Die vollwandigen Querträger sind 0,75 m hoch und 5,90 m lang und liegen mit gewölbten Lagerplatten auf der Hauptträgerobergurt beweglich, aber durch Klemmplatten gesichert, auf. In der Ober- und Untergurt liegen von Lager bis Lager durchgehende Längsverbände. Beim eingehängten Träger ist nur der obere Verband am Gelenke nicht unterbrochen. In Brückenmitte ist ein Bremsverband eingezogen, zu dem über jedem Auflager ein Querverband kommt. Jede Vorlandöffnung hat 2 feste und 2 bewegliche Lager, während die eigentliche Kanalöffnung nur ein festes Lager hat. Die 0,24/0,26 m starken hölzernen Gleisschwellen haben einen lichten Abstand von nur 0,32 bis 0,36 m und sind abwechselnd 2,60 und 2,90 m lang. Die 18 m langen Schienen sind preußische Form 8. Ein starker Entgleisungsschutz aus Kanthölzern 0,18/0,18 und ⊥-Eisen und 4 Kabelkästen vervollständigen die Fahrbahn, welche mit 5 cm starken Holzdielen abgedeckt ist.

2. Die Ausführung des Eisenbaues der Maaskanalbrücke.

Das Manwerk Gustavsburg hatte zwar die Pläne aufgestellt, aber die Lieferung und betriebsfertige Aufstellung der Maaskanalbrücke an die Dortmunder Union in Dortmund abgetreten. Die Werkstattarbeit in Dortmund war durch den großen Mangel an deutschen Arbeitern erschwert, verlief aber doch so, daß der Bau nicht aufgehalten wurde. Die im alten Bahnhof Visé über Lüttich ankommenden Geräte und Brückenteile wurden am Maaskai mit hölzernem Schwenkmast in Schuten verladen und über den Verbindungskanal an Ende der kanalisierten Maas unterhalb von Visé nach der Baustelle am Maaskanal durch ein Motorboot geschleppt. Hier wurden

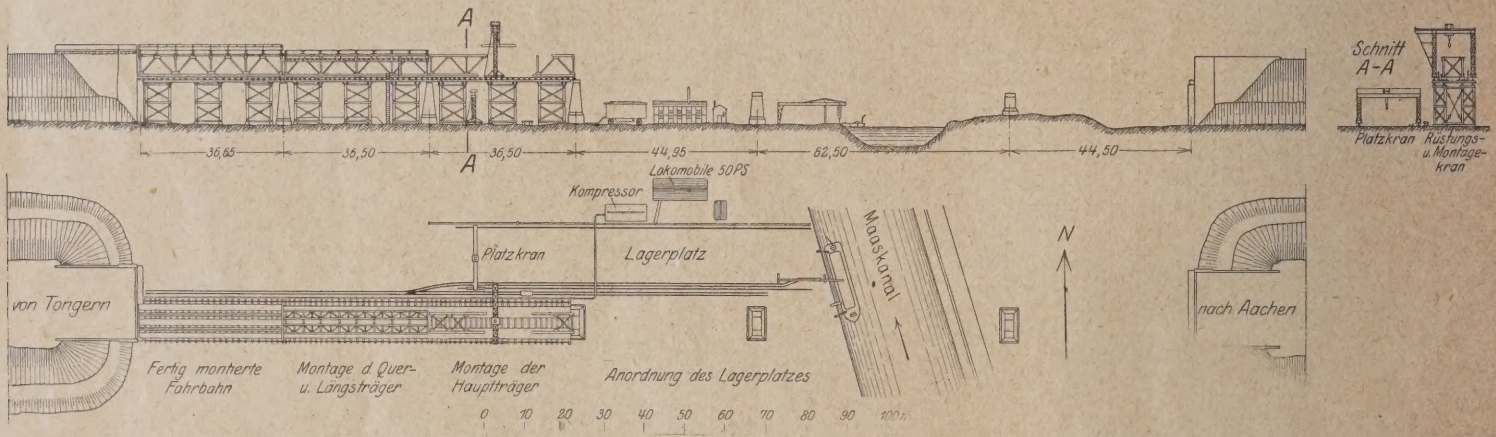


Abb. 3. Einrichtung der Baustelle für den Eisenbau der Maaskanalbrücke mit den Rüstungen für den Zusammenbau.

sie von einem Schwenkmast und einem eisernen Portalkran mit 10 t Tragkraft gehoben und auf der Dienstbahn mit 0,90 m Spurweite zum Zwischenlager gebracht, wo ein zweiter Portalkran stand. (Abb. 3.) Die feste Rüstung für den Zusammenbau bestand aus Rundhölzern, war 9,30 m breit und trug mit 4 Strängen Differdinger Trägern 26 B von 6,50 m Stützweite die Kranbahn und den Arbeitsboden, welcher 0,60 m unter der Untergurt lag Die Uferstraße und den Kanal überspannte auf 27,50 m ein Hängewerk, welches auf gerammten Pfählen ruhte. Die hölzernen Pfeiler aller Rüstungen standen auf Schwellenrösten. Eingerüstet wurden zunächst die Öffnungen 1, 2 und 5 und ihre Rüstungen dann umgestellt. (Siehe Abb. 14 im folg. Hefte.) Für die Rüstarbeit dienten zwei tragbare elektrische Kabelwinden von 17 PS. Auf dem Gerüst lief ein fahrbarer Portalkran von 10 t Tragkraft, 12 m Höhe und 9,30 m Spurweite, welcher 3m einseitig auskragte, und baute erst die Hauptträger zusammen, um dann die Querträger aufzulegen und die Fahrbahn einzubringen. Eine 50-pferdige Heißdampflokomobile trieb einen Gleichstromdynamo von 220 Volt und 40 kW und den Kompressor für die Preßluft mit 7 Atm. Überdruck und 4,5 cbm/Min. Für Störungen stand ein fahrbarer 30-pferdiger Benzolmotor bereit mit eingebautem Dynamo und Kompressor. Die Hebezeuge und Bohrmaschinen wurden elektrisch, die Niethämmer mit Preßluft betrieben.

Neun Wochen nach Beginn der Baueinrichtung wurde mit dem Zusammenbau der linken Endöffnung begonnen,

welche nach zwei Wochen verschraubt und verdornt war. Mit dem elektrischen Aufreiben der Löcher und dem Abnieten wurde sofort begonnen und die Öffnung innerhalb 4 Wochen fertiggestellt und auf die Lager abgesenkt. Der Zusammenbau aller Öffnungen dauerte 20 Wochen. Die hölzerne Fahrbahn war mit den elektrischen Bohrmaschinen leicht und rasch aufgebracht. Am 12. Januar 1916 waren die ersten deutschen Eisenarbeiter in Visé eingetroffen und nach 7 Monaten, am 8. August 1916, wurde die Maaskanalbrücke betriebsfertig abgenommen. Sie leistete sofort bei den schwierigen Erdarbeiten wertvolle Dienste und schaltete die tiefliegende hölzerne Förderbrücke aus. Am Bau waren durchschnittlich 50 meist belgische Arbeiter, von denen keiner verunglückte, beschäftigt. Das fertige Eisenwerk der Maaskanalbrücke mit Aufbringen der hölzernen Fahrbahn aber ohne Holzlieferung, kostete rund 700 000 M.

Die gute Einrichtung der Baustelle und die gewissenhafte Belieferung von der heimatlichen Werkstätte, vor allem aber die umsichtige örtliche Leitung und der hervorragende deutsche Obermonteur bildeten die Grundlage für diesen guten Erfolg der Dortmunder Union.

3. Der Eisenbau der Maasbrücke.

Die nach Osten mit 1:400 ansteigende Fahrbahn liegt 20 m über dem Gelände und 24 m über der Maassohle. Die Brücke ist zwischen den beiden Endlagern 536 m und zwischen

4. Die Ausführung des Eisenbaues der Maasbrücke, Baustelle Dortmunder Union.

Die westlichen 4 Vorlandbrücken wurden noch von der Dortmunder Union geliefert und aufgestellt. Die von Dortmund mit der Bahn im alten Bahnhof Visé angekommenen Eisenteile wurden wieder in Schuten von einem Benzolmotorboot über die Maas zum Verbindungskanal gebracht, hier mit Schwenkmast und elektrisch betriebener Kabelwinde auf die Dienstbahn von 0,90 m Spurweite gehoben und mit dem Platzkran an der Baustelle zwischengelagert. Als Kraftquelle dieser Baustelle diente der am Maaskanal inzwischen freigewordene 30-pferdige Benzolmotor mit angebautem Dynamo und Kompressor, während ein zweiter gleichstarker Motor Reserve war. Die festen Rüstungen und der fahrbare Gerüstkran für den Zusammenbau der Eisenteile waren ähnlich denen der Maaskanalbrücke, von wo auch ein kleiner Teil Rüsthölzer wieder verwendet werden konnte, da sie rechtzeitig freigeworden waren. Die Brücken wurden ohne Störung von Westen nach Osten, entsprechend dem Fertigwerden der Pfeiler, zusammengebaut, abgenietet und freigesetzt. (S. Abb. 18 im folg. Hefte.) Innerhalb eines Monats war die erste Öffnung eingerüstet und der Gerüstkran aufgestellt. Der erste Eisenbau brauchte 20 Tage, der zweite ebensolange, der dritte jedoch 23 und der vierte Eisenbau nur 17 Arbeitstage bis zum Freisetzen auf die Lager. Nach genau 3 Monaten Bauzeit konnten alle 4 Brücken abgenommen werden.

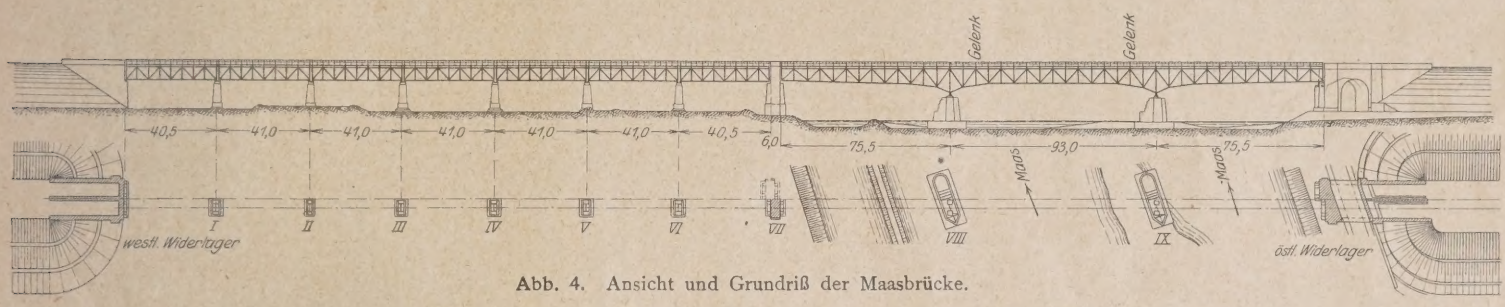


Abb. 4. Ansicht und Grundriß der Maasbrücke.

den Flügelenden der Widerlager 607,50 m lang, hat 7 gleiche Öffnungen von 40 m Weite und eine Kragträgerbrücke mit einer Mittelöffnung von 93 m und zwei Seitenöffnungen von 75,50 m, von denen jede 11,70 m nach der Mitte auskragt und den eingehängten Träger von 69,60 m Länge trägt. Abb. 4 Die eigentliche Strombrücke ist somit 244 m lang. Der Zwischenträger ruht beiderseits auf 3,80 m hohen Pendelstützen, welche in den Endständern der Kragarme stehen und an beiden Enden 0,43 m hohe Kugellager haben. Die feste und bewegliche Lagerung wird durch den oberen Windverband bedingt, der am rechten festen Lager durch einen scharf eingepaßten Bolzen mit dem Windverbande des Kragträgers verbunden ist und am linken beweglichen Lager einen Bolzen zur Aufnahme der Windkräfte so angeordnet hat, daß das Endknotenblech des Kragarmes ihn fest, das Endknotenblech des Einhängeträgers aber durch einen Längsschlitz längsbeweglich umfaßt. Die lotrechten Auflagerknotenbleche des Zwischenträgers sind außerdem mit 2 mm starkem Messingblech gefüttert, damit nicht durch Rost die bewegliche Lagerung beeinträchtigt wird. Wie bei der Maaskanalbrücke gehen die in Höhe der Gurten liegenden beiden Windverbände von Lager zu Lager durch, über denen je ein Querverband eingezogen ist. Die eigentliche Fahrbahn hat wieder frei aufliegende 0,80 m hohe Querträger und 4 Längsträger INP 50 mit Bremsverband; ihre Abdeckung ist vorhin schon beschrieben worden. Auf die Länge der Strombrücke ist mitten zwischen beiden Untergurten ein Laufsteg eingebaut worden.

Zwei Schienenauszüge, in welchen die keilförmig abgehobelten Schienen sich längsbeweglich übergreifen, erlau en die Wärmeausdehnung der beiden 536 m langen Brückengleise.

Eintretendes Hochwasser verzögerte die Räumung der Baustelle und Abfuhr der Gerüste und Geräte. Ende Dezember 1916 wurden die letzten Arbeiten am Bohlenbelag und Entgleisungsschutz hier und an der Maaskanalbrücke beendet und die letzten Leute der Unternehmung verließen am 8. Januar 1917 die Baustelle, welche sie 12 Monate zuvor betreten hatten. An dieser Stelle der Maasbrücke waren durchschnittlich für die Rüstungen und den Eisenbau 40 Mann, meist Belgier, beschäftigt, von denen keiner ernstlich verunglückte. Die Unternehmung hat die 4 Uferbrücken 63 Tage vor dem vertraglich festgesetzten knapp bemessenen Zeitpunkt fertiggestellt und damit nicht nur eine hervorragende Leistung, sondern wegen des Prämiengewinnes auch einen guten finanziellen Erfolg erzielt.

5. Die Ausführung des Eisenbaues der Maasbrücke, Baustelle Hein Lehmann & Cie.

Die übrigen 3 Vorlandbrücken und die Strombrücke lieferte und baute die Unternehmung Hein Lehmann & Cie. in Düsseldorf. Ein ungewöhnlich großer Stamm reklamierter deutscher Facharbeiter erleichterte die Herstellung in der Heimat und den Zusammenbau auf der Baustelle erheblich.

Für die Unternehmung wurde auf dem rechten Maasufer ein Anschlußgleis hergestellt, das an dem oberhalb der Baustelle gelegenen Lagerplatze eine Ausweiche hatte, auf einer 50 m langen gerammten Holzbrücke bis unter die Brücke geführt wurde und über den kleineren Maasanschwellungen lag. Ein fahrbarer hölzerner Portalkran mit elektrisch betriebener Katze von 15 t Tragfähigkeit lud das ankommende Gerät und Eisenwerk auf dem Lagerplatze ab. Auf der östlichen Baustelle stand dicht neben dem Anschlußgleis die Kraftstation

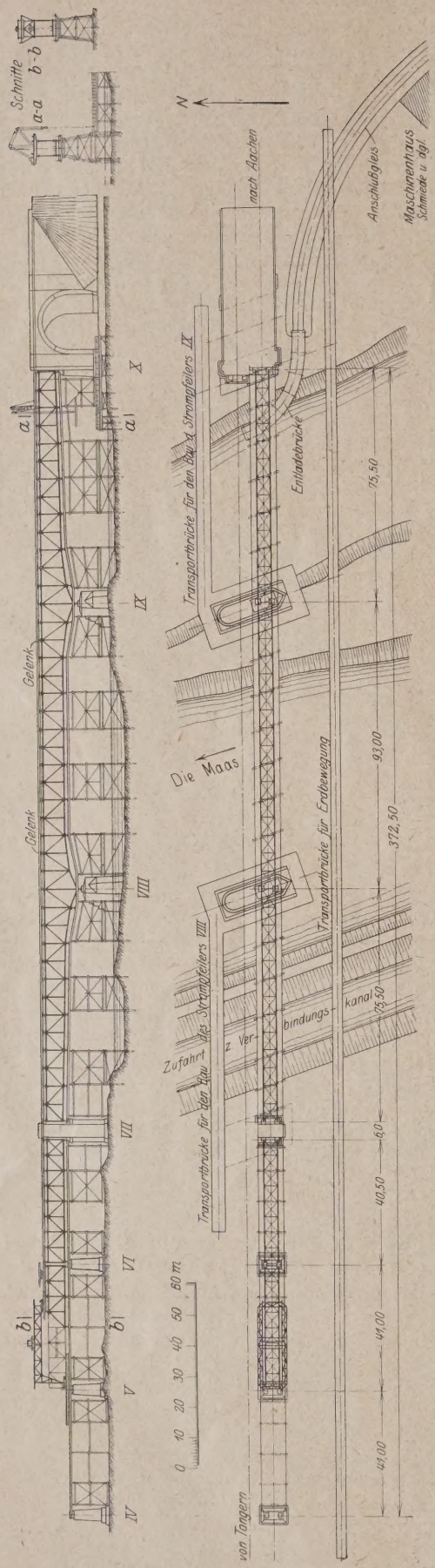


Abb. 5. Einrichtung der Baustelle von Hein, Lehmann & Cie. für den Eisenbau der Maasbrücke mit den Rüstungen für den Zusammenbau.

mit Schmiede und kleiner Werkstätte. So lag die ganze Einrichtung südlich der Bahnachse, während der Unternehmer für den Unterbau sich nördlich der Bahn ausbreiten konnte. Wegen der kurzen Bauzeit wurde auch auf dem westlichen Maasufer eine unabhängige Baustelle eingerichtet, zu der das Gerät und Eisenwerk vom Maaskai im Bahnhof Visé auf Schuten über die kanalisierte Endstrecke der Maas gefahren werden konnte. Ein behelfsmäßiger hölzerner Schwenkkran schlug hier vom Schiffe auf die Dienstbahn um. Beide Baustellen erhielten je eine Lokomobile von 80 PS, welche eine Gleichstromdynamo von 220 Volt und einen zweistufigen Kompressor von 7 Atm. Überdruck und 8 cbm Minutenleistung trieb. Der Strom wurde mit Kupferdraht aus den Heeresbeständen den Bohrmaschinen, Hebezeugen usw. auf der Baustelle zugeführt und speiste die Beleuchtung. Die Doppelbesetzung ersparte eine weitere Kraftquelle als Reserve. (Abb. 5.)

Für den Zusammenbau des Eisenwerkes diente eine feste hölzerne Rüstung. In der eigentlichen Strombrücke waren hölzerne Rundpfähle mit der Dampframme gerammt worden, welche 3 m über Mittelwasser abgeschnitten wurden und zu vieren die Last eines unteren Knotenpunktes trugen. Die Böcke bestanden aus 2×3 Ständern aus Rundholz, welche durch Rundeisen mit Spannschlössern und hölzernen wagerechten Doppelzangen verstrebt wurden. Auch die Verstrebung längs der Brückenachse bestand aus Rundeisen und hölzernen Zangen. Die obere Bockbreite betrug nur 5,00 m und war somit wenig größer als die Hauptträgerentfernung von 4,50 m. In den Vorlandöffnungen standen die Böcke auf Schwellenrösten. Bei der geringen Bauzeit war eine mehrmalige Verwendung der Rüstungen ausgeschlossen, und es wurden alle Öffnungen gleichzeitig eingerüstet. Die Böcke wurden an Land fertig zusammengebaut und vor Kopf mit einem auf der fertigen Rüstung stehenden hölzernen Schwenkmast aufgestellt. Gebraucht wurden für die Kragträgerbrücken 150 Rammpfähle.

Aufwand an	Kragträgerbrücke		Vorlandbrücke	
	Insgesamt	für die t	Insgesamt	für die t
Holz . . . . cbm	450	0,24	53	0,30
Eisen . . . . . t	240	0,13	22	0,13

Drei Monate nach dem ersten Pfahlrammen waren die Strombrücken fertig eingerüstet und nach einem weiteren Monat waren auch die drei übrigen Rüstungen beendet. (S. Abb. 18 im folg. Hefte.) Der abenteuerlich am Kopfe der hohen Rüstung arbeitende hölzerne Schwenkkran erleichterte und beschleunigte die Rüstarbeit wesentlich und leistete auch beim Abbau gute Dienste.

Für den Zusammenbau des Eisenwerkes (Abb. 6 u. 7) wurde ein eigenartiger eiserner Kranwagen verwendet, welcher mit seinen beiden hohen Vorderfüßen auf einem Gleise der Holzrüstung lief und mit seinen niederen Hinterfüßen auf einem hochliegenden Gleise in der fertig zusammengebauten Fahrbahn der endgültigen Brücke aufruhte. Die beiden Krangleise hatten 5 m Spurweite und der Längsabstand der Kranfüße war 25 m. Ein oben arbeitender längsfahrbarer Laufkran mit einer querfahrbaren Katze von 15 t Tragkraft bestrich die große Fläche von 5 : 25 m, so daß der Kranwagen nur selten bewegt werden mußte und der Zusammenbau daher rasch verlief. Beim Beginn mußte für die Hinterfüße ein besonderes Hilfsgerüst am östlichen Endwiderlager aufgestellt werden, bis nach dem fertigen Zusammenbau des ersten Brückenfeldes die Hinterräder auf der endgültigen Brückenfahrbahn laufen konnten. Der Kranwagen wurde mit der Hand längs bewegt. Das Verwenden der endgültigen Brückenfahrbahn als Teil der Kranfahrbahn bedingte das rechtzeitige Bereitliegen der Brückenteile auf der Baustelle in der richtigen Reihenfolge.

Der Zusammenbau begann am rechten Endwiderlager, und der Kran konnte die Teile für die ersten 25 m Strombrücke ohne weiteres von dem Plattformwagen auf dem Zufuhrgleis am rechten Maasufer abnehmen, durch eine Brückenöffnung zwischen zwei Querträgern hochziehen und richtig verlegen. Als der Kranwagen 25 m nach Westen vorgeschoben worden war, wurde auf der Fahrbahn am rechten Brückenende ein eiserner Derrikkran aufgestellt, der die Brückenteile von dem

Wagen des unteren Zufuhrgleises auf die Höhe der Brückenfahrbahn hob und hier auf einen Wagen absetzte, welcher auf einem oberen Behelfsgleise zum Kranwagen vorfuhr. (S. Abb. 5.) Da das Verfahren sich bewährte, die Arbeit rasch voranschritt und in der Anfuhr von der Heimat keine Störung eintrat, wurden nicht nur die Kragträgerbrücken, sondern auch die linksufrigen drei Vorlandbrücken auf diese Weise mit dem Kranwagen zusammengebaut. Das Aufreiben

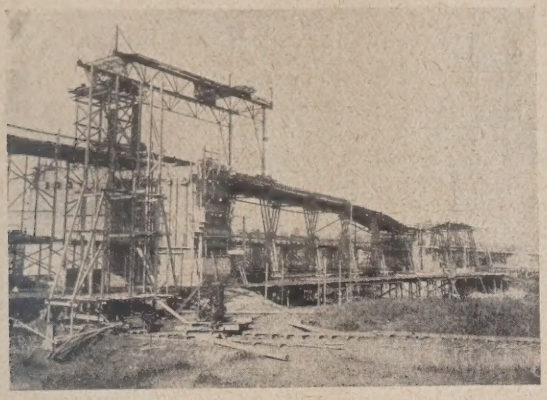


Abb. 6. Im Hintergrunde der hölzerne Schwenkmast beim Aufstellen der Rüstung. Vorne die Anfangsstellung des Kranwagens am rechten Maasufer über dem Auflagerbau des östlichen Endwiderlagers.

und Abnieten folgte auf beiden Baustellen dem Zusammenbau auf dem Fuße und die Arbeit verlief so rasch, daß die 2375 t der drei Strom- und drei Vorlandbrücken nach 88 Arbeitstagen oder 15 Wochen Bauzeit aufgestellt und zusammengenietet waren. Am 22. September 1916 war auch der ganze hölzerne Brückenbelag fertig verlegt, so daß eine Bauzeit von nur 5½ Monaten benötigt worden war. Ebenso glatt

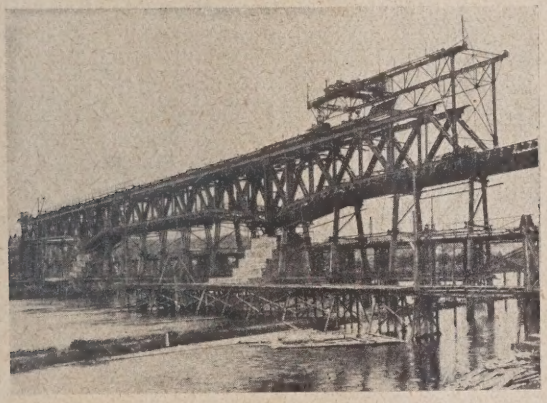


Abb. 7. Der Kranwagen in der westlichen Kragträgeröffnung der Maasbrücke. Abtreppung der beiden Strompfeiler und Verbindungssteg von Pfeiler 8 zum linken Maasufer mit Hubbrücke für den Schiffsdurchlaß.

und mustergültig verlief die Räumung der Baustelle, welche am 21. November 1916 vollkommen durchgeführt war. Im Durchschnitt waren bei den Rüstungen und dem Eisenbau 100 Arbeiter beschäftigt, von denen die Mehrzahl gute deutsche Facharbeiter waren. Die Arbeit kostete einem Manne das Leben. Der Tatkraft der Unternehmung im Verein mit ihrer vollkommenen Baueinrichtung und dem eigenartigen Arbeitsvorgang gelang es, die Brücke noch 76 Tage vor dem knappen Vertragstermin fertigzustellen und sich eine erhebliche Prämie zu verdienen.

Die Lieferung und Aufstellung des Eisenbaues der ganzen Maasbrücke kostete nach dem Verdingungsanschlage des Kolonialvertrages:

Anteil Dortmunder Union	320 000 M
Anteil Hein Lehmann & Cie. . . .	1 300 000 „
Zusammen: Eisenbau	1 620 000 M.

Somit kostet 1 m der 536 m langen Eisenbrücke 3 022 M. Die Abrechnung nach den Selbstkosten ergab jedoch andere Beträge.

		Vorlandbrücke		Talbrücke	
		Maaskanal	Maas	Dubissa	Geul
Stützweite, l	m	35,60	40,00	62,40	48,00
Trägerhöhe	m	5,00	5,50	8,00	7,50
Höhe von Schienenoberkante bis Lagerunterkante	m	7,16	7,68	10,22	9,84
Querträgerabstand gleich Feldweite	m	4,70	5,00	5,20	8,00
Höhe des Längsträgers	m	0,50	0,50	0,55	0,80
Höhe des Querträgers	m	0,75	0,80	0,65	0,85
Gewicht G einer Öffnung	t	100	176	363	264
Gewicht $\frac{G}{l}$	$\frac{t}{m}$	2,80	4,40	5,80	5,49
Einheitsgewicht $\frac{G}{l^2}$	$\frac{t}{m^2}$	0,079	0,110	0,093	0,114
Pfeilverhältnis $\frac{\sum f}{L}$		0,593	0,496	0,588	0,694

Die Vorlandbrücken an der Maas und dem Maaskanal sind grundsätzlich ausgebildet wie die eisernen Überbauten an der 1113 m langen Geultalbrücke an der gleichen Kriegsbahn nahe Aachen und an der 569,70 m langen Dubissabrücke an der Bahn Tilsit—Schaulen in Nordlitauen. Bei allen liegt die zweigleisige Fahrbahn oben und ist die Brückenbreite nur 4,50 m. Es ist lehrreich, den von der gewählten Stützweite abhängigen Eisenverbrauch zu vergleichen. Nennt man den mittleren Höhenunterschied zwischen Schienenoberkante und dem Gelände in einer Öffnung f und ist L die Gesamtlänge zwischen den äußersten Lagern, so ist das den einzelnen Bauwerken zugrunde liegende gemittelte Pfeilverhältnis $\frac{\sum f}{L}$.

Nach der Liste, welche für die vier Vergleichsbrücken die bezeichnenden Angaben enthält, ist bei der Maasbrücke am engsten geteilt worden; das Einheitsgewicht ist jedoch bei der Maaskanalbrücke am kleinsten, ihr nahe kommt die Dubissabrücke, bei welcher zu Quer- und Längsträgern breitflanschige Disserdinger Träger genommen wurden. Als Ergänzung seien noch die Kragträgerbrücken und die ganzen Bauwerke an Maas und Maaskanal miteinander verglichen:

	Länge		Gewicht für den lfd. m	
	Maaskanal	Maas	Maaskanal	Maas
Kragträgerbrücke.	151,30	244,00	5,44	7,56
Ganze Brücke	260,80	536,00	4,63	5,74

(Schluß folgt.)

ZUR FRAGE DER NORMALSPANNUNGEN IN VERBUNDKONSTRUKTIONEN,

insbesondere über höhere zulässige Eisenspannungen bei Verwendung von hochwertiger Eisen- bzw. Stahlbewehrung.

Von Dr.-Ing. A. Fruchthändler, Bremen.

(Ausgezeichnet mit einem Preise vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton im Jahre 1920).

1. Einleitung.

Überblickt man die stattliche Anzahl der bisherigen vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton durchgeführten Versuche, die zur Klärung der verschiedenen beim Zusammenwirken von Beton und Eisen auftretenden Fragen dienen, so fällt auf, daß die Hauptgrundlage der Verbundwirkung, die Aufnahme der Druckspannungen vom Beton und der Zugspannungen vom Eisen in diesen Versuchen recht spärlich zu finden sei. — Während die gleichwohl sehr wichtigen Fragen der Schub- und Haftspannungen, die Verbundwirkung bei Eisenbetonstützen usw. einen breiten Raum in den Veröffentlichungen einnehmen, finden wir zur Frage der Verteilung der Biegungsspannungen in den Verbundkonstruktionen, des Einflusses der Bewehrungsstärke, der Streckgrenze der Eiseneinlage, der Betonqualität, nur spärliches Material und dies meistens in Verquickung mit den übrigen behandelten Problemen. — Dies wäre allerdings gerechtfertigt, wenn die Grundlage der Eisenbetontheorie, die Frage der Verteilung der Normal-(Zug- und Druck-) Spannungen einer Eisenbetonkonstruktion vom Beginn der Belastung bis zum Bruch so klar und unzweideutig beantwortet wäre, wie dies zum Beispiel bei reinen Eisenkonstruktionen der Fall ist (homogenes Matrial dem Hookschen Gesetz folgend). Dem ist aber nicht so. — Vergleicht man z. B. verschieden stark bewehrte Querschnitte miteinander, so findet man, das dieselben kein gleichartiges Verhalten in bezug auf die Verteilung der Biegungsspannungen aufweisen.

Während die schwach bewehrten Querschnitte, bei denen die Streckgrenze der Eisen eher erreicht wird, bevor die Druckspannungen im Beton sich ihrer Bruchgrenze nähern, fast bis zum Bruch der Verbundkonstruktion dem Hookschen Gesetz folgen, weisen demgegenüber die stark bewehrten Querschnitte, bei denen die Druckspannungen im Beton sich zuerst ihrem Grenzwerte nähern, ein sehr verschiedenes Verhalten auf. Die auf Grund des Geradliniengesetzes berechneten Spannungen werden erheblich überschritten; durch eine Verschiebung der Nullinie und Verbiegung des Querschnittes tritt eine Vermehrung der Bruchlast ein, die u. U. sehr beträchtlich sein kann. Dieses Verhalten ist offenbar der Eigenschaft des Betons zuzuschreiben, in der Nähe der Bruchgrenze noch starke Zusammendrückungen mitmachen zu können, bevor er zerstört wird (diese Stauchungsfähigkeit des Betons bildet, nebenbei gesagt, die Erklärung für die Wirkungsweise der umschnürten Gußeisenkonstruktionen System Dr. Emperger).

2. Einfluß der Streckgrenze.

Ähnlich wie die Wirkung des Eisenquerschnittes im Verhältnis zum Betonquerschnitte (Bewehrungsziffer) ist auch die Wirkung der Streckgrenze bzw. Zugfestigkeit des verwendeten Eisenmaterials. Versuche[1]) haben erwiesen, daß es mit Hilfe höherer Streckgrenze möglich ist, die Bruchlast der betreffenden Konstruktion entsprechend zu vergrößern. Dies geht schon aus der einfachen Überlegung hervor, daß bei einer Bewehrung mit höherer Streckgrenze die Betonspannungen sich zuerst ihren Grenzwerten nähern und das Verhalten der Konstruktion ähnlich wird wie für stark bewehrte Querschnitte.

[1]) Vgl. Beton u. Eisen 1907 S 221 — Versuche von Prof. Möller. Beton u. Eisen 1908 S. 364, Beton u. Eisen 1913 S. 19 Versuch v. Emperger sowie Versuche der Fa. Kossel & Cie. s. weiter unten.

3. Rechtecksbalken und Plattenbalken.

Schließlich ist auch ein wesentlicher Unterschied, ob man es mit einem Rechtecksbalken oder Plattenbalken zu tun hat. Bei letzterem ist in der Regel die Druckzone so groß, daß zuerst im Eisen die Streckgrenze erreicht wird und dementsprechend der Sicherheitskoeffizient des Eisens für die Sicherheit der ganzen Konstruktion maßgebend ist. Ist also schon infolge des verschiedenen Sicherheitsgrades für Eisen (2- bis 3-fach) und Beton (4- bis 6-fach) in der Verbundkonstruktion eine verschiedene Sicherheit vorhanden, je nachdem, ob zuerst die Streckgrenze im Eisen oder die Bruchspannung im Beton erreicht wird, so vergrößern sich diese Unterschiede infolge der oben geschilderten Eigenschaften noch mehr. So weisen in der Regel Platten- und Rechteckbalken eine wesentlich höhere Bruchsicherheit auf als Plattenbalken mit denselben Grundfestigkeitszahlen. Ebenso sind die Sicherheitsgrade sehr verschieden je nachdem, ob die Bewehrungsziffer größer oder geringer, ob die Streckgrenze des Eisens höher oder niedriger gewählt wird. In dieser Hinsicht sind die Begriffe lange nicht so geklärt, wie dies mit Rücksicht auf die Wichtigkeit des Gegenstandes (handelt es sich doch um die Grundfesten des Eisenbetons) zu wünschen wäre.

4. Verwendung von Eisen bezw. Stahl von hoher Streckgrenze.

Die angeschnittene Frage über den Einfluß der Streckgrenze hat aber nicht allein eine akademische Bedeutung, sondern ist auch von hohem wirtschaftlichen Interesse. Ich erblicke nämlich in der Verwendung hochwertiger Stahl- bzw. Eisensorten mit hoher Streckgrenze einen weiteren Fortschritt in der Entwickelung des Eisenbetons. Voraussetzung ist natürlich die Möglichkeit, diese vorzüglichen Eigenschaften des Materials ausnutzen zu dürfen, denn die Anschaffungskosten dieser hochwertigen Qualitätseisen sind natürlich höher wie die des gewöhnlichen Handelsrundeisens. Nach den heute geltenden Bestimmungen ist eine solche Ausnützung des besseren Materials nicht zulässig und damit auch seine Verwendung verdrängt.

Während man im reinen Eisenbau die weitere Entwickelungsmöglichkeit naturgemäß in der Verwendung von stets besserer Eisenqualität, verbunden mit einer entsprechend höh ren zulässigen Beanspruchung erblickt, muß mit Bedauern festgestellt werden, daß für den Eisenbeton die Tendenz vorhanden ist, die zulässige Eisenspannung herabzusetzen. Ich verweise dieserhalb auf die interessante Abhandlung von Dr. Bohny „Über die Verwendung hochwertiger Stähle im Brückenbau" im Sammelwerk „Otto Mohr zum 80. Geburtstag". Dr. Bohny ist der Ansicht, daß im Eisenbau die Grenzen der zulässigen Beanspruchung lediglich von der erreichten Streckgrenze und Zerreißfestigkeit abhängig seien, und mit dem Wachsen dieser auch im Verhältnis steigen. Die Nachteile größerer Deformationen infolge der geringeren Querschnitte können dabei leicht durch Vergrößerung der Querschnittshöhe ausgeglichen werden.

Demgegenüber sind im Eisenbeton von namhaften Fachleuten gegen eine höhere zulässige Eisenbeanspruchung auch bei Verwendung von hochwertigem Eisen- bzw. Stahlmaterial mit hoher Streckgrenze grundsätzlich Bedenken geäußert worden.

5. Aus welchen Gründen werden trotz höherer Streckgrenze höhere zulässige Eisenspannungen nicht zugelassen.

Welches sind nun die Gründe für diese ablehnende Haltung? Sie stützen sich auf folgende Überlegung: Der Dehnungskoeffizient des Stahles ist von dem des Eisens nicht wesentlich verschieden ($E = 2\,100\,000$ kg/cm²), so daß auch das Verhältnis $\frac{E}{E_{Beton}}$ zwischen dem Dehnungskoeffizienten bei Stahl und Beton dasselbe bleibt, wie bei Flußeisen und Beton (die Zahl n). Infolgedessen würde sich bei einer höheren zulässigen Beanspruchung, z. B. von 1800 kg/cm², eine bedeutend größere spezifische Dehnung des umliegenden Betons ergeben, so daß dadurch die Gefahr der Zugrisse im Beton, bekanntlich ein schwacher Punkt des Eisenbetons, bedeutend wachsen würde. Wenn also auch zugegeben wird, daß mit dem Anwachsen der Streckgrenze auch die Bruchlast der Eisenbetonkonstruktion steigt, so wird doch eine höhere zulässige Eisenspannung mit Rücksicht auf die ersten Betonzugrisse als bedenklich verworfen. (Vergl. z. B. die Erklärungen des Herrn Dir. Spangenberg in der XVII. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins. J. 1914, Bericht S. 358.)

6. Über den Zusammenhang zwischen den Betonzugspannungen und den zulässigen Betondruck- und Eisenzugspannungen.

Dieser Gedankengang, so überzeugend er auch auf den ersten Blick erscheint, erweist sich doch bei näherer Prüfung als nicht begründet. Es wird nämlich dabei übersehen, daß die Zugspannungen im Beton nicht allein von dem Eisenquerschnitt (Höhe der zulässigen Eisenspannungen) und der Verhältniszahl der Dehnungen n, sondern in ganz wesentlichem Maße auch von der Querschnittshöhe abhängig sind. Für die Entstehung der ersten Risse im Beton ist das Stadium I maßgebend, in dem der Beton nicht allein die Druckspannungen, sondern auch einen wesentlichen Teil der Zugspannungen aufzunehmen hat. Wird die Betondruckspannung σ_b festgehalten und die zulässige Eisenspannung erhöht, so bedingt dies ja auch bekanntlich eine Vergrößerung der Querschnittshöhe. Und nun zeigt sich, wie das gleich gezeigt werden soll, daß die bedingte Querschnittsvergrößerung den Einfluß der Eisenverringerung überragt, sodaß insgesamt nicht ein Anwachsen, sondern eine Ermäßigung der Zugspannungen im Beton eintritt.

Zwischen der Querschnittshöhe h und den zulässigen Spannungen gelten bekanntlich für das Stadium II im allgemeinen die Beziehungen

$$h - a = \text{Funktion } f_1(\sigma_e,\ \sigma_b,\ n)\sqrt{\frac{M}{b}}$$

und ähnlich

$$f_e = \text{Funktion } f_2(\sigma_e,\ \sigma_b,\ n)\sqrt{\frac{M}{b}}$$

Für bestimmte Werte von σ_b und σ sind somit bei gegebenem Angriffsmoment M die Querschnittsabmessungen h und f_e festgelegt; diesen entsprechen aber bestimmte Spannungswerte σ_{z1} und σ_z im Stadium I, sodaß sich feste Beziehungen zwischen den Spannungen im Stadium I und II aufstellen lassen.

Für Platten und Balken rechteckigen Querschnitts gilt bekanntlich:

$$h - a = r\sqrt{\frac{M}{b}};\quad f_e = t\sqrt{M\,b},$$

worin $r = \sqrt{\left(1 - \frac{s}{3}\right) s\,\sigma_b}$; $\quad s = \frac{n\,\sigma_b}{n\,\sigma_b + \sigma_e}$; $\quad t = \frac{1}{r\left(1 - \frac{s}{3}\right)\sigma_e}$

[(vgl. z. B. Betonkalender 1916, Seite 290)].

Ferner ist für das Stadium I die Lage der Nullinie durch folgende Beziehung gegeben:

$$x = \frac{\frac{b\,h^2}{2} + n\,f_e\,(h - a)}{b\,h + n\,f_e} \qquad \ldots\ldots\ldots\ (I$$

(vgl. Betonkalender 1916, S. 310 Gl. (87)

Setzt man in Gl. (I) obige Werte für $h - a$ und f_e ein und berücksichtigt noch

$$a = k\,h,$$

$$h - a = h\,(1 - k) = r\sqrt{\frac{M}{b}},$$

$$h = \frac{r}{1 - k}\sqrt{\frac{M}{b}} = r_1\sqrt{\frac{M}{b}} \quad \left(\text{mit } r_1 = \frac{r}{1 - k}\right),$$

so erhält man

$$x = \frac{\frac{b\,r_1^2}{2}\cdot\frac{M}{b} + n\,t\sqrt{M\,b}\cdot r\sqrt{\frac{M}{b}}}{b\,r_1\sqrt{\frac{M}{b}} + n\,t\sqrt{M\,b}}$$

$$x = \frac{\left(\frac{r_1^2}{2} + n\,t\,r\right)\sqrt{\frac{M}{b}}}{r_1 + n\,t} = A\sqrt{\frac{M}{b}} = A\,\frac{h - a}{r} = A\,\frac{h}{r_1} \qquad (II$$

Ferner berechnen sich die Betonspannungen für das Stadium I aus den Beziehungen:

$$\sigma_{bd} = \frac{M\,x}{\frac{b\,x^3}{3} + \frac{b\,(h - x)^3}{3} + n\,f_e\,(h - a - x)^2},$$

$$\sigma_{bz} = \sigma_{bd}\,\frac{h - x}{x}$$

[(vgl. Betonkalender 1916 S. 311, Gl. (85) u. (88)].

Setzt man in diese Beziehungen obige Werte für x, h und f_e ein, so folgt:

$$\sigma_{bd} = \frac{A\left(\frac{M}{b}\right)^{2/3} b}{\frac{b\,A^3}{3}\left(\frac{M}{b}\right)^{2/3} + \frac{b}{3}(r_1 - A)^3\left(\frac{M}{b}\right)^{2/3} + b\,n\,t\,(r - A)^2\left(\frac{M}{b}\right)^{2/3}}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{A}{\frac{A^3}{3} + \frac{(r_1 - A)^3}{3} + n\,t\,(r - A)^2} = B \qquad \ldots\ldots\ (III$$

und

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{bz} &= \sigma_{bd}\,\frac{r_1 - A}{A} = \frac{r_1 - A}{\frac{A^3}{3} + \frac{(r_1 - A)^3}{3} + n\,t\,(r - A)^2}\\ &= B\,\frac{r_1 - A}{A} = C\end{aligned}\right\} \qquad \ldots\ (IV$$

Da A, r, r_1, n, t gegebene, d. h. nur von n, σ_e und σ_b abhängige, von den Momenten M ganz unabhängige Größen sind, so stellen die Gleichungen (III) und (IV) bei den für das Stadium II gewählten Beton- und Eisenspannungen (σ_b/σ_e) die Werte der zugehörigen Betonspannungen in Stadium I (σ_b/σ_{bz}) als feste unveränderliche Größen dar. Hat man also für ein bestimmtes Wertepaar (σ_b/σ_e) den Querschnitt bemessen, so stellt der dazugehörige Wert von C sofort den Wert der Betonzugspannung im Stadium I dar.

7. Beispiele.

So z. B. ergibt sich für

$$\sigma_b/\sigma_e = 40/1200$$

mit den Koeffizienten

$$r = 0{,}411;\quad r_1 = \frac{r}{1 - k} = \frac{0{,}411}{0{,}9} = 0{,}456;\quad t = 0{,}002\,28$$

$$A = \frac{\frac{0{,}456^2}{2} + 15\cdot 0{,}411\cdot 0{,}002\,28}{0{,}456 + 15\cdot 0{,}002\,28} = 0{,}241$$

und

$$C = \sigma_{bz} = \frac{0{,}456 - 0{,}241}{\frac{0{,}241^3}{3} + \frac{(0{,}456 - 0{,}241)^3}{3} + 15\cdot 0{,}002\,28\,(0{,}411 - 0{,}241)^2}$$

$$= \mathbf{24{,}0\ kg/cm^2}.$$

In nachfolgender Tabelle sind einige in derselben Weise ermittelte Spannungswerte zusammengestellt.

Tafel 1.

σ_b/σ_e kg/cm²	σ_{bz} kg/cm²
30/750	18,8
30/1000	17,3
40/750	25,9
40/1000	25,1
40/1200	24,0
40/1800	21,5

8. Durch eine Herabsetzung der zulässigen Eisenspannung erhöht man die Betonspannungen.

Aus dieser Zusammenstellung folgt klar und deutlich, daß man bei Platten und Balken rechteckigen Querschnittes bei der gleichen zulässigen Betondruckspannung durch Herabsetzung der zulässigen Eisenspannung eine Erhöhung der Betonzugspannung erzielt.

Die oben geschilderten Verhältnisse sind nicht neu. Im Jahrgang 1914 des Zentralblattes für Bauverwaltung S. 204 kommt Professor Mörsch auf einem anderen Wege zu denselben Ergebnissen. [Wenn trotz dieser Sachlage in den neuen amtlichen Bestimmungen für Eisenbeton vom Oktober 1915 im § 17 Abs. 5 zur Vermeidung von Rissen bei Brücken unter Gleisen, die von Hauptbahnlokomotiven befahren werden, gefordert wird, daß die zulässige Eisenspannung σ_e den Wert von 750 kg/cm² nicht überschreitet, so kann dies nur darin seine Erklärung finden, daß durch die niedrige Eisenspannung der Stoßwirkung, den Schwingungen sowie der stark wechselnden Belastung Rechnung getragen werden soll. Keineswegs kann durch die Herabsetzung der zulässigen Eisenspannung eine Herabminderung der Betonzugspannung im Beton (der statischen Risse) erreicht werden, wie es aus dem Wortlaut der betreffenden Bestimmung den Anschein haben könnte].

Als Ergebnis der bisherigen Untersuchung kann somit gesagt werden, daß eine Ablehnung höherer Zugspannungen für hochwertiges Eisen nicht mit einer Rücksichtnahme auf eine vergrößerte Rißgefahr begründet werden könnte, da im Gegenteil bei Zulassung einer höheren Zugspannung des Eisens die zugehörigen Zugspannungen im Beton verringert werden. Eine Erhöhung der zulässigen Eisenspannung bei gegebener Betonspannung bewirkt automatisch die Vergrößerung der Querschnittshöhe; da aber der Betonquerschnitt in erster Linie auf die Größe der Betonzugspannung von Einfluß ist, so erscheint es begreiflich, daß man bei einer möglichst hohen zulässigen Eisenspannung die Rißgefahr im Beton gering halten kann.

Ich brauche kaum zu erwähnen, daß man mit der Erhöhung der zulässigen Eisenspannung nicht willkürlich vorgehen kann, sondern diese von der Streckgrenze und Zerreißfestigkeit des Eisenmaterials abhängig sein muß. So kann z. B. ein gewöhnliches Handelsrundeisen, wie es heute zu haben ist, kaum mit mehr als 1200 kg/cm² beansprucht werden. Andererseits ist nicht einzusehen, weshalb ein Stahldraht mit etwa 7000 kg/cm² Streckgrenze und 8000 kg/cm² Zerreißfestigkeit nicht bis zu 1800 kg/cm² beansprucht werden könnte.

Die Verringerung des Eisenquerschnittes kann durch Wahl eines geringeren Durchmessers wettgemacht werden, so daß die Abstände der einzelnen Eisen nicht vergrößert zu werden brauchen.

Durch eine passende Versuchsanordnung kann die Berechtigung für die Erhöhung der zulässigen Eisenspannung bei Verwendung von hochwertigem Material nachgewiesen werden.

9. Plattenbalken.

Wenn auch nicht ganz so günstig wie die Platte bzw. Balken rechteckigen Querschnittes, verhält sich doch der Plattenbalken insofern ähnlich, als auch bei ihm die Betonzugspannungen in erster Linie von der Querschnittshöhe und von der Breite der Zugzone abhängig sind, während die Eisenspannungen von geringerem Einfluß erscheinen. Ein allgemeiner Nachweis läßt sich beim Plattenbalken aus dem Grunde schwer führen, weil hier die Spannungen sowohl von dem Verhältnis der Plattenbreite zur Stegbreite, als auch von dem der Querschnittshöhe zur Plattendicke, also einer zweifachen Mannigfaltigkeit abhängig sind; beim Rechtecksbalken und Platte ist demgegenüber dieses Verhältnis stets konstant gleich der Einheit. —

Bezeichnen wir für den Plattenbalken das Verhältnis

$$\frac{\text{Plattendicke}}{\text{Querschnittshöhe}} = \frac{d}{h-a} = \beta$$

$$\frac{\text{Plattenbreite}}{\text{Stegbreite}} = \frac{b}{b_1} = \gamma$$

und

$$\frac{n\sigma_b}{n\sigma_b + \sigma_e} = \alpha,$$

so läßt sich für ein bestimmtes Verhältnis β, γ und für ein gegebenes Wertepaar der Spannungen σ_b/σ_e der Wert der zugehörigen Betonzugspannung wieder als fester Wert ein für allemal bestimmen und so in seiner Abhängigkeit von der zulässigen Eisenspannung erkennen.

Dies ist folgendermaßen zu verstehen: Der Eisenbetonkonstrukteur wird vor die Aufgabe der Bemessung eines Plattenbalkens gestellt. Ihm sind dann von anderswoher die Plattendicke, die Plattenbreite, die Stegbreite gegeben, unabhängig davon, welche Spannungen σ_b/σ_e er zuzulassen beabsichtigt. Im allgemeinen wird der erfahrene Konstrukteur bei Ausnutzung der zulässigen Eisenspannung eine verhältnismäßig niedrige Betonspannung σ_b wählen, da er damit in der Regel statische und wirtschaftliche Vorteile erreicht; andererseits muß er auf die einschränkenden Umstände, wie nicht zu überschreitende Konstruktionshöhe, ästhetische Momente usw. Rücksicht nehmen. Hat er sich also für ein σ_b/σ_e entschieden, so sind damit die Querschnittshöhe, das Verhältnis β sowie die zugehörige Zugspannung σ_{bz} gegeben.

Für eine gegeben Wertegruppe α, β, γ läßt sich die zugehörige Zugspannung σ_{bz} wie folgt bestimmen. Aus einer Dimensionierungstafel für Plattenbalken erhält man für ein σ_b/σ_e:

$$h-a = r\sqrt{\frac{M}{b}}; \qquad d = \beta(h-a); \qquad f_e = t\,b\sqrt{\frac{M}{b}}.$$

Die beigefügten Tafeln 3 und 4 geben z. B. unmittelbar die Koeffizienten r und t für $\sigma_e = 1000$ und 1200 kg/cm².

Für das Stadium I berechnet sich die Lage der Nullinie nach dem Betonkalender J. 1916 S. 311 Gl. (94) aus der Beziehung:

$$x = \frac{\frac{b_1 h^2}{2} + \frac{(b-b_1)d^2}{2} + n f_e (h-a)}{b_1 h + (b-b_1)\,d + n f_e}$$

und mit obigen Werten für $h-a$ und f_e und mit $a = k\,h$,

$$h = \frac{r}{1-k}\sqrt{\frac{M}{b}} = r_1\sqrt{\frac{M}{b}}:$$

$$x = \frac{\frac{r_1^2}{2} + \frac{(\gamma-1)\beta^2 r^2}{2} + n\,t\,\gamma\,r}{r_1 + (\gamma-1)\beta\,r + n\,t\,\gamma} - \sqrt{\frac{M}{b}} = C_1\sqrt{\frac{M}{b}} \quad \ldots \text{(V}$$

ferner ist

$$\sigma_{bz} = \frac{M(h-x)}{J},$$

wobei das Trägheitsmoment des Querschnitts J gegeben ist durch folgende Beziehung:

$$J = \frac{b\,d^3}{12} + b\,d\left(x - \frac{d}{2}\right)^2 + \frac{b_1}{3}[(h-x)^3 + (x-d)^3] + n\,f_e(h-a-x)^2$$

$$= b\left(\frac{M}{b}\right)^{3/2}\left\{\frac{\beta^3 r^3}{12} + \beta\,r\left(C_1 - \frac{\beta\,r}{2}\right)^2 + \frac{1}{3\gamma}[(r_1 - C_1)^3 + (C_1 - \beta\,r)^2] + \right.$$

$$\left. + n\,t\,(r - C_1)^2\right\} = N\,b\left(\frac{M}{b}\right)^{3/2} \quad \text{(VI}$$

somit ist

$$\sigma_{bz} = \frac{M(h-a)}{J} = \frac{r_1 - C_1}{N} = C_2 \quad \ldots\ldots \text{(VII}$$

Für eine bestimmte Wertegruppe β, γ sind somit ähnlich wie beim Rechtecksbalken bzw. Platte, die Betonzugspannungen feste, von den Momenten unabhängige Werte.

Um nun den Vorgang an einem speziellen Beispiel zu erläutern, wähle ich als Verhältnis der $\frac{\text{Plattenbreite}}{\text{Stegbreite}}$ $\gamma = \frac{b}{b_1} = 5$ und gehe aus von einem $\beta = \frac{d}{h-a} = \frac{1}{5} = 0{,}2$

a) bei $\sigma_b/\sigma_e = 30/1000$.

Aus der Tafel 3 entnehmen wir für diese Verhältnisse:

$$r = 0{,}518; \quad t = 0{,}0021; \quad t_1 = \frac{0{,}518}{0{,}90} = 0{,}575.$$

Aus Gl. (V) berechnet sich dann:

$$C_1 = \frac{\frac{0{,}575^2}{2} + 2 \cdot 0{,}2^2 \cdot 0{,}518 + 0{,}0315 \cdot 0{,}518 \cdot 5}{0{,}575 + 4 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}518 + 0{,}0315 \cdot 5} = 0{,}234$$

$r - C_1 = 0{,}284$; $r_1 - C_1 = 0{,}341$; $C_1 - \frac{\beta r}{2} = 0{,}1822$; $C_1 - \beta r = 0{,}1304$

und aus Gl. (VI) bzw. (VII) $\beta r = 0{,}1036$.

$$N = \frac{0{,}1036^3}{12} + 0{,}1036 \cdot 0{,}1822^2 + \frac{1}{15}[0{,}341^3 + 0{,}1304^3] + 0{,}0315 \cdot 0{,}284^2 = 0{,}008\,85$$

$$\sigma_{bz} = \frac{0{,}341}{0{,}008\,85} = \mathbf{39\ kg/cm^2}.$$

b) Wir gehen nun zu einem Wertepaar der Spannungen $\sigma_b/\sigma_e = 30/1200$ über. Für denselben Wert $\frac{M}{b}$ ist, da

$$\beta = \frac{d}{h-a} = \frac{d}{r\sqrt{\frac{M}{b}}}$$

$$\beta^* = \frac{d}{h-a^*} = \frac{d}{r^*\sqrt{\frac{M}{b}}}$$

$$\beta^* = \frac{r}{r^*}\beta$$

somit nach Tafel 4 für

$$r^* = 0{,}539; \quad r_1^* = \frac{0{,}539}{0{,}90} = 0{,}599; \quad t^* = 0{,}001\,68,$$

$$\beta^* = \frac{0{,}518}{0{,}539} \cdot 0{,}2 = 0{,}192 = \frac{1}{5{,}21}.$$

Mit diesen Werten berechnet sich ähnlich wie vor:

$$C_1 = 0{,}236; \quad \sigma_{bz} = \mathbf{39{,}5\ kg/cm^2}.$$

c) Weiter ist für das Wertepaar

$\sigma_b/\sigma_e = 30/1800$, $r^{**} = 0{,}560$, $r_1^{**} = \frac{0{,}560}{0{,}90} = 0{,}622$, $t^{**} = 0{,}001\,09$:

$$\beta^{**} = \frac{0{,}518}{0{,}560} \cdot 0{,}2 = 0{,}185 = \frac{1}{5{,}4}$$

dementsprechend ist:

$$C_1 = 0{,}233; \quad \sigma_{bz} = \mathbf{41{,}0\ kg/cm^2}.$$

d) Schließlich ist für das Wertepaar

$\sigma_b/\sigma_e = 20/1200$; $r^{***} = 0{,}773$; $r_1^{***} = \frac{0{,}773}{0{,}90} = 0{,}86$; $t^{***} = 0{,}001\,15$:

$$\beta^{***} = \frac{0{,}518}{0{,}773} \cdot 0{,}2 = 0{,}134 = \frac{1}{7{,}5},$$

demnach $C_1 = 0{,}337$; $\sigma_{bz} = \mathbf{24{,}0\ kg/cm^2}$.

Das vorhergehende unter a) bis d) berechnete Beispiel stellt von der früher erwähnten zweifachen Mannigfaltigkeit nur eine einzige Gruppe dar; es kann somit nicht als allgemein gültiger Beweis für die Behauptung gelten, daß die Erhöhung der zulässigen Eisenspannung (von 1000 auf 1800 kg/cm²) bei Beibehaltung der gleichen Betonspannung ($\sigma_b = 30$ kg/cm²) auf die Betonzugspannungen von nur geringem Einfluß sei (σ_{bz} wächst von 39 auf 41 kg/cm²); eine Ermäßigung der Betonspannung auf $\sigma_b = 20$ kg/cm² hat gleich eine bedeutende Ermäßigung der Betonzugspannung auf $\sigma_{bz} = 24$ kg/cm² zur Folge.

Immerhin ließen sich auf demselben Wege auch für andere in der Praxis vorkommende Gruppen von β, γ die Verhältnisse untersuchen und so auf diesem induktiven Wege die allgemeine Behauptung beweisen.

Im Folgenden sollen noch die Spannungsverhältnisse an einem ganz speziellen Beispiel gezeigt werden, und zwar wird herausgegriffen der Plattenbalken aus dem bereits oben erwähnten Aufsatz von Professor Mörsch in dem Zentralblatt der Bauverwaltung.

Der Balken soll
für ein Moment $M = 760\,000$ cmkg,
die Plattenbreite $b = 100$ cm,
die Plattendicke $d = 14$ cm,
die Stegbreite $b_1 = 26$ cm
konstruiert werden.

1. Die zulässigen Spannungen seien

$$\sigma_b/\sigma_e = 20/750\ \text{kg/cm}^2.$$

Stadium II.

$x = 16$ cm; $y = 10{,}8$ cm,
$\sigma_b = 19{,}5$ kg/cm² } nach Mörsch s.
$\sigma_e = 720$ kg/cm² } ob. Quelle S. 206.

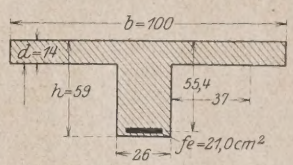


Abb. 1.

Stadium I.

Der ideelle Querschnitt $F_i = 14 \cdot 100 + 45 \cdot 26 + 15 \cdot 21 = 2885$ cm², das statische Moment in bezug auf die Balkenoberkante

$$S_0 = 14 \cdot 100 \cdot 7 + 26 \cdot 45\,(22{,}5 + 14) + 15 \cdot 21 \cdot 55{,}4 = 69\,900\ \text{cm}^3$$

$$x = \frac{S_0}{F_i} = \frac{69\,900}{2885} = 26{,}25\ \text{cm}.$$

Das ideelle Trägheitsmoment J_i

$$J_i = \frac{1}{3}[100 \cdot 24{,}25^3 - 74 \cdot 10{,}25^3 + 26 \cdot 24{,}75^3] + 15 \cdot 21 \cdot 31{,}15^2 = 1\,112\,000\ \text{cm}^4,$$

$$\sigma_{bz} = \frac{M(h-x)}{J_i} = \frac{760\,000 \cdot 34{,}75}{1\,112\,000} = \mathbf{24{,}0\ kg/cm^2}.$$

2. Die zulässigen Spannungen seien

$$\sigma_b/\sigma_e = 20/1000\ \text{kg/cm}^2;$$

für das Stadium II ist:

$x = 14{,}0$ cm,
$\sigma_b = \mathbf{20{,}0\ kg/cm^2}$,
$\sigma_e = \mathbf{970\ kg/cm}$.

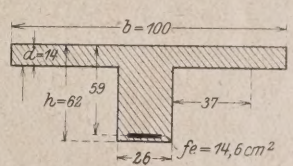


Abb. 2.

Stadium I.

$F_i = 1400 + 48 \cdot 26 + 15 \cdot 14{,}6 = 2869$ cm²,

$S_0 = 1400 \cdot 7 + 48 \cdot 26\,(24 + 14) + 15 \cdot 14{,}6 \cdot 59 = 70\,300$ cm³,

$$x = \frac{S_0}{F_i} = \frac{70\,300}{2869} = 24{,}6\ \text{cm},$$

$$J_i = \frac{1}{3}[100 \cdot 24{,}6^3 - 74 \cdot 10{,}6^3 + 36 \cdot 37{,}4^3] + 15 \cdot 14{,}6 \cdot 34{,}4 = 1\,180\,000\ \text{cm}^4,$$

$$\sigma_{bz} = \frac{M(h-x)}{J_i} = \frac{760\,000 \cdot 37{,}4}{1\,180\,000} = \mathbf{24{,}0\ kg/cm^2}.$$

3. Dasselbe Beispiel für die zulässigen Spannungen $\sigma_b/\sigma_e = 20/1200$.

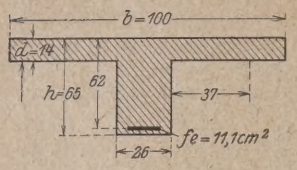


Abb. 3.

im Stadium II.

$x = 13{,}2$ cm,

$\sigma_b = \mathbf{20\ kg/cm^2}$,

$\sigma_e = \mathbf{1190\ kg/cm^2}$.

im Stadium I.

$F_i = 1400 + 51 \cdot 26 + 15 \cdot 11{,}1 = 2905\ cm^2$,

$S_0 = 1400 \cdot 7 + 51 \cdot 26\,(25{,}5 + 14{,}0) + 15 \cdot 11{,}1 \cdot 62 = 74\,300\ cm^3$;

$$x = \frac{74\,300}{2905} = 25{,}6\ cm,$$

$$J_i = \frac{1}{3}\,[100 \cdot 25{,}6^3 - 74 \cdot 11{,}6^3 + 26 \cdot 39{,}4^3] + 15 \cdot 11{,}1 \cdot 36{,}5^2$$

$$= 1\,253\,000\ cm^4,$$

$$\sigma_{bz} = \frac{760\,000 \cdot 39{,}4}{1{,}253{,}000} = \mathbf{23{,}9\ kg/cm^2}.$$

4. Schließlich noch dasselbe Beispiel für die zulässigen Spannungen

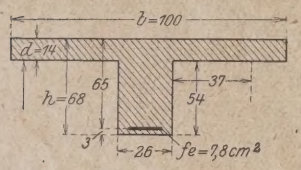


Abb. 4.

$\sigma_b/\sigma_e = 20/1600\ kg/cm^2$

im Stadium II

$x = 12{,}4$ cm.

$\sigma_b = \mathbf{21{,}6\ kg/cm^2}$,

$\sigma_e = \mathbf{1600\ kg/cm^2}$.

im Stadium I

$F_i = 1400 + 54 \cdot 26 + 15 \cdot 7{,}8 = 2922\ cm^2$,

$S_0 = 1400 \cdot 7 + 54 \cdot 26 \cdot 41 + 15 \cdot 7{,}8 \cdot 65 = 75\,150\ cm^3$

$$x = \frac{75\,150}{2922} = 25{,}7\ cm,$$

$$J_i = \frac{1}{3}\,[100 \cdot 25{,}7^3 - 74 \cdot 11{,}7^3 + 26 \cdot 42{,}3^3] + 15 \cdot 7{,}8 \cdot 39{,}3^2$$

$$= 1\,368\,000\ cm^4,$$

$$\sigma_{bz} = \frac{760\,000 \cdot 42{,}3}{1\,368\,000} = \mathbf{23{,}6\ kg/cm^2}.$$

10. Folgerungen aus den Beispielen für den Plattenbalken.

Auch dieses spezielle Beispiel bekräftigt unsere Behauptung, daß die Erhöhung der zulässigen Eisenspannung auf die Betonzugspannung von geringem Einfluß seien, sofern nur die zulässige Betondruckspannung auf der gleichen Stufe bleibt.

Man kann allerdings gegen das gewählte Beispiel einwenden, daß es, abweichend von den sonst üblichen Ausführungen, eine verhältnismäßig große Querschnittshöhe und eine geringe Bewehrungsziffer aufweist. Darauf ist zu erwidern, daß solche Abmessungen der Balken dort gewählt werden müssen, wo es gilt, die Betonzugspannungen unter 24 kg/cm² zu halten; bei den sonst in der Praxis im Hochbau üblichen Abmessungen sind die Betonzugspannungen wesentlich höher, ganz gleich, ob man als Eisenspannung nur 750 kg/cm² oder 1800 kg/cm² zuläßt.

Als einziges wirksames Mittel, die Rißgefahr beim Plattenbalken zu verkleinern, kann nur die Ermäßigung der Betonzugspannung (im Stadium II) bezeichnet werden und diese Ermäßigung wird nur erreicht entweder durch Erhöhung der Querschnittshöhe oder durch Vergrößerung der Stegbreite. Die Erhöhung der Querschnittshöhe ist aber (praktisch) gleichbedeutend mit einer Herabsetzung der Betondruckspannung

Ich fasse meine Behauptung dahin zusammen, daß es auch für den Plattenbalken unbedenklich erscheint, die zulässige Eisenspannung in die Höhe zu setzen, ohne daß damit eine erhöhte Betonzugspannung und somit auch eine erhöhte Rißgefahr verbunden wäre. Es ist lediglich Sache des Konstrukteurs, dafür zu sorgen, daß die zugehörige Betonspannung σ_b nicht erhöht wird. Das Mittel der Vergrößerung der Stegbreite bleibt nach wie vor wirksam und wird von den vorangehenden Untersuchungen nicht berührt. — (Schluß folgt.)

BRÜCKENBAUTEN IN MEXIKO.

Von Oberingenieur Dr. Deichmann, Münster i. W.

Über den Brückenbau in Nordamerika, d. h. in den Vereinigten Staaten von Nordamerika ist soviel geschrieben worden, daß jeder Fachmann, wenn er auch nicht selbst dort war, sich über diesen Zweig der Technik jenseits des Ozeans ein Bild machen kann.

Nicht so ist das der Fall mit der Technik im allgemeinen und dem Brückenbau im besonderen in der südlich an die Vereinigten Staaten anstoßenden Republik Mexiko; dieses Land, obwohl als erstes vom amerikanischen Festland von Europäern betreten, ist uns trotz seiner Jahrtausende alten Kultur eigentlich ein „Neuland"; es lag für den Amerikafahrer zu sehr vom Wege ab! Heute sollten wir mit allen Mitteln bestrebt sein, dieses Land kennen zu lernen; war es doch eins der wenigen, welche mit dem Bekenntnis der Achtung für uns und unsere Taten während des Krieges nicht zurückhielten.

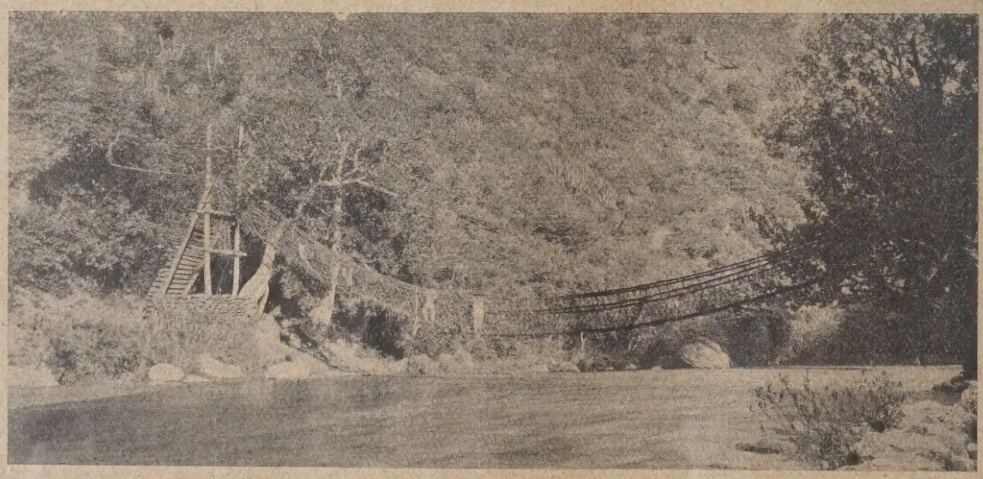


Abb. 1. Hängebrücke im Oberlauf des Rio Atoyac.

Wenn hier vom Brückenbau in Mexiko berichtet werden soll, so muß vorausgeschickt werden, daß dieses Land solch große Ströme, wie sie der Norden Amerikas kennt, nicht aufweisen kann. Die meisten Flüsse sind während der die eine Hälfte des Jahres von Oktober bis April etwa ausmachenden Trockenzeit ohne Wasser, wohingegen während der die übrigen Monate ausfüllenden Regenzeit manches Flüßchen zum reißenden Gewässer anschwillt. Das ist besonders in den Gebirgsgegenden der Fall, während in

der Ebene die Wasserläufe wohl große Breite annehmen, selten aber größere Tiefe und Strömung haben, so daß sie zu Fuß oder zu Pferde und mit Wagen jederzeit gekreuzt werden können.

Diesen Umständen ist es zuzuschreiben, daß Brücken von den Abmessungen, welche wir von Nordamerika kennen, in Mexiko nicht anzutreffen sind.

Wenn zunächst die Gegenden betrachtet werden, die vom Verkehr noch wenig oder gar nicht berührt sind, und das sind die gebirgigen, so trifft man da sehr oft Hängebrücken an, welche von eingeborenen Indianern selbst hergestellt sind; ein solches Beispiel zeigt Abb. 1. Als tragende Teile sind Seile aus den überall zu findenden Lianen an Bäumen befestigt, als Gehweg Leichtholz von einer fälschlich Baumwollbaum genannten Laubholzart verwendet und das Ganze ist an vielen Stellen mit Bast, den der Wald in reichlicher Menge zur Verfügung stellt, umschnürt. An den zur Befestigung der Tragseile dienenden Bäumen wird noch eine rohe Treppe angebracht, dem Ganzen ein möglichst klingender Name „Puente del Sol" (Sonnenbrücke) oder „Puente del Mundo (Weltbrücke) beigelegt und der Fußsteg ist zur Benutzung fertig! Ein Begegnen von Personen auf demselben ist meist ausgeschlossen, bei dem geringen Verkehr ist das auch unnötig. Der Fuhrwerksverkehr läßt sich nur in der Trockenzeit durchführen, er benutzt dann unmittelbar das Flußbett.

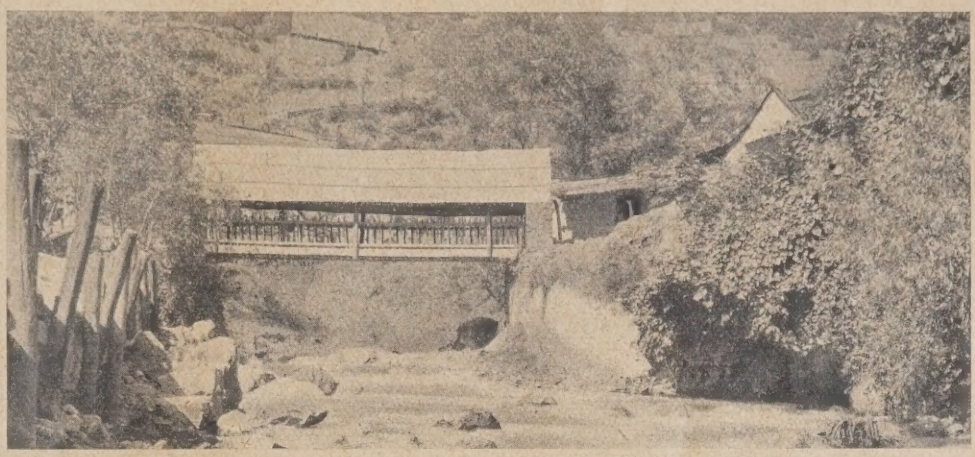


Abb. 2. Gedeckte Brücke im Staate Oaxaca.

Diese ursprünglichste Form des Brückenbaues ist vorzugsweise im Süden der Republik anzutreffen, man hat sich an die kühnsten Spannweiten herangetraut.

Da, wo das Flußbett tief eingeschnitten ist, so daß es auch in der Trockenzeit mit Fuhrwerk nicht gekreuzt werden kann, hat man zu anderer Ausbildung des Tragwerkes gegriffen. Hölzerne Balken von ansehnlichen Stärken bis etwa 8 m Länge tragen die Brückentafel und liegen bei geringen Lichtweiten unmittelbar auf dem gemauerten oder aus Naturfelsen bestehenden Widerlager auf, während bei größeren Lichtweiten eine Unterteilung durch gemauerte Pfeiler herbeigeführt ist. Diese Bauten sind leicht zu erstellen. Für die Gründung tritt fast immer Fels zutage oder er ist in mäßiger Tiefe zu erreichen, Bauholz in den nötigen Stärken liefern die gerade nicht mehr sehr ausgedehnten Wälder immer noch.

Zu dieser Art einfacher Bauwerke ist eine über einen Nebenfluß des Rio Atoyac im Staate Oaxaca führende Brücke zu rechnen, die ihrer Besonderheit wegen durch Abb. 2 wiedergegeben ist. Wir haben es hier mit einer „gedeckten Brücke" nach Art der schönen Beispiele in Säckingen und früher in Laufenburg zu tun. Zwar ist das Tragwerk hier nicht als Hänge- oder Sprengwerk ausgebildet, sondern die Fahrbahn, welche aus kräftigen Bohlen besteht, wird von starken Balken getragen. Das Schutzdach ruht an den Brückenenden auf gemauerten Pfeilern und ist mit Holztafeln, ähnlich den im Schwarzwald gebräuchlichen Schindeln gedeckt. Ob der Zweck des Daches lediglich der der Verlängerung der Lebensdauer der Brücke war, oder ob noch andere Gedanken beim Bau maßgeblich waren, desgleichen über das Alter des Bauwerkes, ließ sich nichts in Erfahrung bringen. Die Unterhaltung wurde von zwei Dörfern besorgt, für welche der einzige Zufahrtsweg über die Brücke führt.

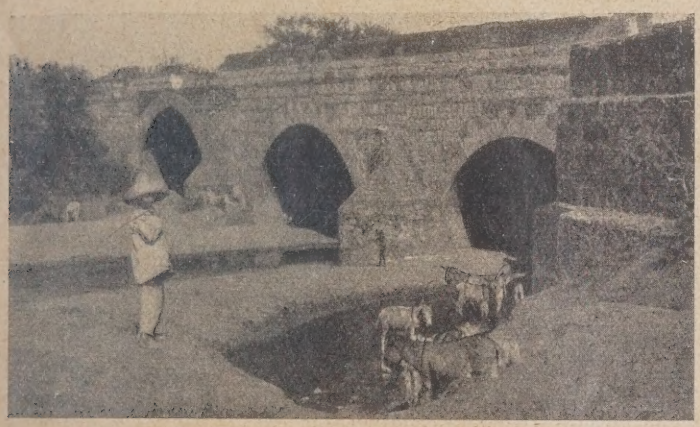


Abb. 3. Brücke über den Rio Verde.

Abb. 4. Brücke über den Rio Blanco in Orizaba.

Die in Mexiko vorhandenen Massivbrücken können, von einigen neuzeitlichen Eisenbetonbauten abgesehen, alle auf ein ansehnliches Leben alter zurückblicken. Sie stammen meist aus der ersten spanischen Zeit, etwa aus den Jahren 1530 bis 1590. Auch die hier im Bilde (Abb. 3) gezeigte Brücke über den Rio Verde im Zuge der Straße Tlacolula—Mitla geht in ihrem ersten Ursprung auf diese Zeit zurück. Die Gewölbe aller dieser Massivbrücken haben Kreisbogenform. Das ist

auffällig, da bei spanischen Brückenbauten dieser Zeit unter dem Einfluß der Gotik der Spitzbogen vorherrscht. Es sei da nur an die große Brücke von Spoleto erinnert, deren 10 große, je 21,44 m spannenden Gewölbe Spitzbogenform zeigen. Die zur Anwendung von Spitzbogen wohl stets erforderliche große Bauhöhe war bei den mexikanischen Beispielen fast immer vorhanden. Darin kann also der Grund für die ausschließliche Anwendung des Kreisbogens nicht liegen. Vielleicht läßt sie sich so erklären, daß die Spanier diese Bauten als reine Zweckmäßigkeitsbauten ansahen, wo es nur auf Schnelligkeit des Bauens ankam und jeder Zierat unterblieb. Immerhin ist es auffällig, daß diese Bauten so schmucklos und einfach errichtet wurden, während die der gleichen Zeit angehörenden zahlreichen Kirchenbauten mit den wunderbarsten Zieraten geradezu überladen sind.

Unser Beispiel zeigt recht kräftige Abmessungen: die Brückenbreite beträgt etwa 4,60 m, die Spannweite bei einem Gewölbehalbmesser von 5,25 m etwa 11 m; die Pfeiler sind 4,5 m stark, der Pfeilervorkopf hat halbkreisförmigen Grundriß. Das Material ist ein ziemlich weicher Kalkstein, der mit einem guten Mörtel vermauert ist. Läufer und Bindersteine wechseln miteinander ab. Schadhafte Stellen sind später mit

Abb. 5. Brücke bei den Cumbres de Maltrata.

Ziegeln ausgebessert, die auch schon wieder teilweise ausgewittert sind. Während die dem Beschauer zunächst liegenden 2 Bögen gleiche Scheitelhöhe haben, ist der dritte höher. Dieses Gewölbe ist aus Ziegeln hergestellt und gehört augenscheinlich einer späteren Zeit an. Wahrscheinlich ist dieser Bogen ursprünglich auch in Kalkstein errichtet gewesen, bei einem Hochwasser eingestürzt und später an seine Stelle der Bogen aus Ziegelmauerwerk getreten. Besonders groß sind die beiderseitigen Flügelmauern.

Abb. 4 zeigt eine Brücke in Orizaba. Das Gewölbe ist ebenfalls nach einem Kreisbogen geformt, augenscheinlich aus Ziegeln hergestellt und mit Putz überzogen. Über das Alter des Bauwerks ist nichts bekannt. Den meisten mexikanischen Massivbrücken ist es eigentümlich, daß ihre Flügelmauern in ungenügender Würdigung des auf sie wirkenden Erddruckes zu schwach gehalten und dann durch einen Strebepfeiler gestützt sind. Daß die beiden Strebepfeiler in Abb. 4 verschiedene Entfernung vom Kämpfer haben, läßt darauf schließen, daß sie aus oben bezeichnetem Grunde errichtet sind. Da sie an eigentlich keiner Brücke dieser Art fehlen, so glaubt man, sie gehören unbedingt dazu und errichtet sie auch bei neuen Bauten dieser Art.

Zu den Brücken im weiteren Sinne sind auch die Aquädukte zu rechnen, wovon Mexiko eine stattliche Anzahl aufzuweisen hat. Reste eines solchen, welcher 1603 vollendet wurde, sind noch in der Hauptstadt zu sehen, vielleicht noch älter und doch noch teilweise in Gebrauch sind die Aquädukte von Querétaro, Oaxaca, Zacatecas, Morelia, Chihuahua, Zempoala u. a. m. Den Spaniern war ebenso wie den ersten Erbauern von Aquädukten, den Römern, die Fähigkeit des Wassers, in geschlossenen Rohrleitungen ebenso hoch steigen zu können, wie es vorher gefallen ist, entweder nicht bekannt, oder diese Fähigkeit wurde nicht genug gewürdigt. Infolgedessen sind die mexikanischen Aquädukte als offene Wasser, rinnen mit gleichmäßigem Gefälle angelegt und dadurch langeoft sogar zweigeschossige haushohe Überbrückungen von Tälern notwendig geworden. Das bedeutendste Bauwerk dieser Art ist das letztgenannte, welches mit insgesamt 136 Bögen 3 Täler kreuzt. Die höchsten davon haben eine Lichthöhe von 40 m bei einer Lichtweite von 20,20 m. Der Bau, welcher eine Bauzeit von 17 Jahren erforderte, wurde von einem spanischen Franziskanerpater geleitet und wurde etwa 1570 vollendet. Die Bogenform ist wie überall der Kreisbogen. Der Querschnitt der Wasserrinne geht wohl kaum über 50 × 50 cm hinaus und dementsprechend sind die Wölbbögen nur schmal. Die Pfeiler nehmen stufenweise nach unten zu, ohne am Fuße übermäßig stark zu erscheinen. Im Staate Veracruz sind noch stattliche Reste eines zweigeschossigen Aquädukts vorhanden, für welchen wohl der bekannte Aquädukt von Segovia oder der Pont de Nîmes als Vorbild gedient haben.

Abb. 6. Brücke im „Infiernillo".

Wenn man bedenkt, welchen Unwettern, welchen Erdbeben diese Bauten schon getrotzt haben, muß man zugeben, daß sie ein beredtes Zeugnis von der Tüchtigkeit der spanischen Bauleute ablegen.

Ebenso wie man im späteren Mittelalter in Spanien für solche Bauten keine Zeit und kein Geld hatte, sondern sich nur mit der kirchlichen Baukunst befaßte, war es auch in Mexiko, so daß aus dieser Zeit nichts, was hier zu erwähnen von Belang wäre, erhalten ist.

Als im Ausgang der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts die Eisenbahn ihren Siegeszug durch die Welt antrat, suchte man sich verhältnismäßig früh auch in Mexiko die Vorteile dieses Verkehrsmittels zunutze zu machen. Bereits 1837 tauchten die ersten Pläne zur Erbauung einer Eisenbahn von der Hauptstadt nach dem Haupthafenort Veracruz auf. Die Trassierung der Bahn bot jedoch in Anbetracht des Höhenunterschiedes von 2240 m der beiden Städte, wovon der größte Teil auf den ziemlich steil zur Küste abfallenden Ostrand der Sierra Madre Oriental entfällt, sehr große Schwierigkeiten. Ohne riesige Dämme und turmhohe Brücken war eine halbwegs brauchbare Linienführung nicht möglich, und diesen Schwierigkeiten fühlten sich die entwerfenden Ingenieure, in der Hauptsache Nordamerikaner, wohl noch nicht gewachsen. So kam der Bau der heutigen Mexicain (Veracruz) Railway von Veracruz nach der Hauptstadt erst 1867 durch eine englische Gesellschaft in Gang und wurde am 20. Dezember 1872 vollendet. Wenngleich die Trassierung dieser Linie nach heutigen Begriffen nicht mehr als mustergültig ange-

sehen werden kann, enthält sie doch zwischen den Orten Maltrata und Boca del Monte eine 21 km lange Steilrampe mit einer durchschnittlichen Steigung von 1 : 30, so bietet diese Bahn doch eine Fülle von sehenswerten Brückenbauten, die auch heute noch der Beachtung wert sind. Die genannten Orte Maltrata und Boca del Monte sind in Luftlinie gemessen etwa 4,5 km voneinander entfernt, ihre Höhenlänge ist 1692 und 2415 m und die zur Überwindung dieses Höhenunterschiedes notwendige Längenentwicklung wird durch Ausfahren eines „Infiernillo" genannten Tales erreicht. Dabei wechseln Tunnel, Hangstrecken und Brücken in geraden Strecken wie starken Kurven ständig miteinander, und dieser Strecke sind auch die hier gezeigten Abb. 5 und 6 entnommen.

Das Tragwerk der ersten bei den „Cumbres de Maltrata" gelegenen Brücke ist ein auf hohen Mauerwerkspfeilern gelagerter Blechträger von 1,6 m Bauhöhe. Das Stehblech ist seitlich durch aufgesetzte Winkel in üblicher Weise versteift, Wind- und Bremsverband sind in gewöhnlicher Art angebracht. Die Träger sind in der Mitte nochmals gelagert, und es hat den Anschein, als ob diese Auflagerung erst später angebracht ist, als vielleicht die Raddrücke der Verkehrslasten erhöht wurden. In den seitlichen Öffnungen sind einfache Pendelstützen untergesetzt; in den mittleren Öffnungen war die Lichthöhe für Pendelstützen zu groß und es sind hier Sprengwerke mit kurzem Riegel angebracht. Der Träger findet auf diesem ein festes Auflager, während eigenartigerweise auf den Mauerpfeilern das aus Gußeisen hergestellte Lager nicht unmittelbar auf dem Mauerwerk aufliegt, sondern eine kreuzweise gelegte Hartholzbalkenlage dazwischen liegt. Der Zweck dieser Maßnahme war nicht zu erfahren. Die Holzschwellen sind unmittelbar auf den Obergurt der Hauptträger, deren Abstand der Spurweite entspricht, verlegt; zum Anbringen eines Fußweges sind Konsolen vorgesehen, doch ist die Anbringung bislang unterblieben. Die Brücke liegt in scharfer Kurve, worauf die Zwangsschiene hindeutet, und in der Steigung. Die Züge werden auf dieser Strecke von je einer aus der Abbildung ersichtlichen, mit Öl geheizten Lokomotive gezogen und geschoben.

Eine erheblich längere und höhere Brücke als die vorhergehende zeigt die Abb. 6. Sie liegt ebenfalls in der Kurve, die Steigung ist deshalb auf ihr erheblich gemindert. Das Tragwerk ist in einer auch hier zu Lande üblichen Art in einfachster Weise ausgebildet. Beachtung verdient jedoch der Aufbau der Pfeiler. Das unterste Stück ist gleichsam als Sockel in Bruchsteinmauerwerk aufgeführt. Der weitere Aufbau besteht in der Hauptsache aus einer Anzahl von gußeisernen Röhren, die so groß und schwer gemacht sind, daß jede einzelne von einem Lasttier getragen werden konnte. Auf diese Weise wurden sie an die Baustelle befördert. Sie haben eine Länge von etwa 2 m bei einem äußeren Durchmesser von 25 cm. Sie sind durch zahlreiche Andreaskreuze ausgesteift, welche an Blechen angreifen, die zwischen die Flanschen der Röhren zwischengeschraubt sind. In dieser Art sind fast alle Brücken dieser Strecke erstellt; Schienenoberkante der höchsten liegt 40 m über Talsohle und ihre Länge beträgt fast 400 m. Da, wo stärkeres Rosten der Pfeilerkonstruktion eingetreten ist, hat man später Bruchsteinmauerwerk um die Pfeiler herumgezogen. Das ist auch bei der in Abb. 5 gezeigten Brücke geschehen zu dem Zeitpunkt, als die Sprengwerke eingebaut werden sollten. An der im unteren Teile gegen den oberen verschiedenen Färbung der Steinpfeiler ist diese Tatsache auch in der Abbildung zu erkennen.

Im Eisenbahnbau hat bislang aus wirtschaftlichen Gründen fast stets der Eisenbau gegenüber dem Massivbrückenbau vorgeherrscht infolge des billigen Preises der aus den Vereinigten Staaten bezogenen Eisenkonstruktion gegenüber anderen Baustoffen. In neuerer Zeit sind auch in Mexiko selbst Zementfabriken entstanden und das wird zur Folge haben, daß Massivbauweisen, und davon wieder besonders der Eisenbetonbau dem Eisen im Brückenbau den Rang streitig machen, was um so leichter möglich sein wird, da in den weniger hoch gelegenen Gebieten Mexikos das Eisen infolge des hohen Feuchtigkeitsgehaltes der Luft nur eine recht kurze Lebensdauer hat. Zudem dürfte der Eisenbeton infolge der in jedem Frühjahr wiederkehrenden oft sehr starken Erdbeben der einzig richtige Baustoff für dieses Land sein.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

Neuzeitliche Fragen in der Zement- und Betonindustrie. Hochwertiger Zement. Von Dr.-Ing. Heinrich Luftschitz. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 140 und 141.

Müllaschensteine, Körnersteine mit Wasserbindekalk als Bindemittel. 1½ Seiten in der Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 142.

Baulehmprüfung von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Privatdozent. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 139, 140 und 141.

Gehsteigpflaster. Von W. Engelhart. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 138, S. 1200.

Abbruch und Stillegung. Von Dr. P. Ermisch. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 138, S. 1201, im Anschlusse an Nr. 132, S. 1155.

Statik und Festigkeitslehre.

Die reduzierte Elastizitätsellipse eines steifen Rahmens und ihre Anwendung auf den durchlaufenden Bogen ohne Gelenke. Von Ing. Dr. Josef Krebitz, Baurat bei der Landesregierung in Graz. Brückenbau 1920, Heft 21/22 und 23/24.

Der Einfluß der Stützkopfausbildung bei Pilzdecken. Von Dr.-Ing. Lewe, Privatdozent a. d. Technischen Hochschule Berlin. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zement u. Beton, Nr. 18. Vgl. Bauing. 1920, Heft 22.

Eisenbetonberechnung. Vereinfachte Berechnungsweise von Jüngling in Zement 1920, Nr. 20/23. Hinweis hierauf, 1 Spalte einnehmend, im Zentralblatt d. Bauv. 1920, Nr. 94, S. 592.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

Ein Verfahren zum Messen von Abweichungen größerer Brückenhauptträger aus der vertikalen Ebene. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 93, S. 587. Von Eisenbahningenieur Ehrhardt, Berlin.

b) Hölzerne Brücken.

— — — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — — —

Eiserne Brücken.

— — — — —

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

Amtliche Erhebungen über Erfahrungen mit Lehmbau. ½ Seite in der Bauwelt 1920, Heft 49, S. 634. Günstige Mitteilungen des preußischen Landwirtschaftsministeriums.

Mehrstöckiger Lehmbau. Praktische Erfahrungen bei der Errichtung. Von Reg.-Baumstr. Lücke. 2½ Seiten mit 4 Lichtbildern in der „Bauwelt" 1920, Nr. 48, S. 619/621.

Siedlungsausstellung in Kiel vom 12. bis 30. September 1920. 1½ Spalten Bericht in der Bauwelt 1920, Heft 48, S. 621/622.

Ausführung von Wohnhäusern in Gußbeton. Nach dem Verfahren der Gesellschaft Lösch, Berlin. Siedlung Eichkamp bei Berlin. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 18, S. 139.

Neuzeitliche Blockbaubauten. Von Marine-Baurat Hahn, Berlin. Holzbau 1920, Nr. 21, (Mitt. der D. B.-Ztg.). Mit Abbildungen, 3 Seiten.

Die Berradecke, beschrieben an Hand von 4 Abbildungen im Baumarkt 1920, Nr. 47, S. 816.

Neuere Wand- und Deckenbauweisen. Es werden sowohl Ziegel-, wie Beton-Bauweisen behandelt. Baumarkt 1920, Nr. 48 u. folg.

Gründungsarbeiten usw.

— — — — —

Wasserbau.

Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht und Wasserbewegung.

Über außergewöhnlich hohe Wasserstände auf dem Rotterdamer Wasserwege. 3 Spalten, mitgeteilt von A. v. Horn im Zentralblatt d. Bauverwaltung 1920, Nr. 93, S. 586/587.

Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

Die Rhein-Main-Donau-Großschiffahrtsstraße. Bericht von Geheimrat Düsing über die Denkschrift „Der Großschiffahrtsweg vom Main zur Donau und seine zweckmäßigste Linienführung", in der die Ergebnisse der Untersuchungen von 23 Haupt- und 17 Wahllinien niedergelegt sind. Das Referat umfaßt 2 Seiten (einschließlich einer Übersichtskarte) und ist in der Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 47, S. 990/991 abgedruckt.

Badens Wasserwege und Weiße Kohle. 1 Seite. Bericht von Dr.-Ing. Ludin in der Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 47, S. 991/992 über die anläßlich der Schiffahrts- und Wasserkraftausstellung gehaltenen Vorträge und die ausgestellten Entwürfe. (Oberrhein-Schiffbarmachung, Rhein-Neckar-Donau-Straße u. a. m.)

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

Für die Kanalisierung und den Ausbau der Neckarwasserkräfte. ½ Spalte Mitteilungen über Forderungen im Reichshaushaltplan 1920 (50 Millionen Mark) und die sonstige Finanzierung der genannten Arbeiten. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1920, Nr. 94, S. 592.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — — —

Straßenbau.

Amerikanisches Prüfungsverfahren für Pflasterziegel. Von J. Johannsen. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 141, S. 1222.

Eisenbahnbau und -betrieb.

Eisenbahnunfall an der Ems-Drehbrücke bei Weener. Hanomag-Nachrichten 1920, Heft 4, und Schweiz. B.-Ztg. vom 27. November 1920. 1 Spalte mit Lichtbild. Auffahrt auf die geöffnete Brücke. Verharren der Lokomotive in hängendem Zustande.

Vollbahn-Elektrifizierung und Wahl der Stromart in England. Referat von W. Kummer. Schweiz. Bau-Ztg. vom 27. November 1920. 7 Spalten.

Die Vereinheitlichungsarbeiten des Vereins Deutscher Straßenbahnen, Kleinbahnen und Privateisenbahnen E. V. (Nach dem Stande vom Oktober 1920.) A. Auf dem Gebiete des Straßenbahnwesens. 1. Straßenbahnmotore, 2. Fahrschalter, 3. Kabelverlegung, 4. Stromabnehmer, 5. Fahrleitungen, 6. Mechanischer Teil des Straßenbahnwagens, 7. Rillenschienen; B. Kleinbahnwesen: 8. Kopfschienennormung, 9. Lokomotivnormung.

Über die Förderung des Baues von Kleinbahnen durch die Provinzial-(Kommunal-)Verbände. 5 Seiten in der Zeitschr. f. Kleinbahnen, Oktoberheft 1920. Es handelt sich um einen Beschluß I. des Provinziallandtages Ostpreußens und II. des Provinziallandtages der Provinz Sachsen nebst Begründungsunterlagen.

Die Tätigkeit des Zweckverbandes Groß-Berlin auf dem Gebiete des Verkehrswesens. Mit 10 Abb. 1. Allgemeines, 2. Straßenbahnen, 3. Schnellbahnen, 4. Stadt-, Ring- und Vorortbahnen, 5. Omnibusse.

40 Jahre Straßenbahnbetrieb in Aachen. Von Straßenbahndirektor J. Siméon, Aachen. Verkehrstechnik 1920, Nr. 31, S. 438/439.

Die Flüsse und ihre Täler als Richtlinien für den Verkehr. Eine verkehrsgeographische Skizze von Prof. Dr.-Ing. O. Blum, Hannover. Verkehrstechnik 1920, Nr. 32, S. 457/464.

Wagenumlauf in Deutschland und Amerika. Ztg. d. V. d. Eisenb.-Verw. 1920, Nr. 81, S. 885/888 von Dr.-Ing. Gläsel, Dresden.

Zur Frage der Besserung des Wagenumlaufs. Zeitung des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen 1920, Nr. 77 von Dr.-Ing. Jänecke, Nr. 84, Zuschriften von Regierungsrat Dr. Schultz, Berlin, und von Eisenbahndirektor Schwabe, Berlin.

Verkehrswege und Umschlagverkehr in Deutsch-Österreich. Von Regierungsrat Leopold v. Stockert, Wien. Es handelt sich vornehmlich um die Verwirklichung des Gedankens, den Wagenkasten z. T. durch Aufteilung in Einzelkästen — abnehmbar und versetzbar zu machen. Verkehrstechnik 1920, Nr. 32, S. 473/477 mit 7 Abbildungen.

Durchquerung der Sahara. Bericht über den Vortrag von Geheimrat Wernekke von der Maschinentechnischen Gesellschaft. 1 Spalte. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 47, S. 993.

Italienisierung der Bozen-Meraner Bahn. Von Leopold Stockert. Ztg. d. V. d. Eisenbahn-Verwaltungen 1920, Nr. 84, S. 919/920.

Eisenbetonbau.

Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.

Betonbehälter für Gasöl. 1 Spalte. Tonindustrie-Ztg. 1920, Nr. 137, S. 1194.

Eisenbau.

Eisenbrücken siehe unter Brückenbau.

— — — — —

Holzbau.

Gelenkartig wirkende Knotenausbildung in Holz. Besprechung des D. R. P. 322 489 von Fa. Karl Kübler. ½ Spalte im Zentralblatt d. Bauverwaltung 1920, Nr. 96, S. 604.

Bauholz-Verbindungen. Von Regierungs- und Baurat Dr. Schaechterle, Stuttgart. D. B.-Ztg. 1920; Beilage: Der Holzbau, Nr. 22 und folgende.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

Hauptgefahrpunkte im großstädtischen Straßenbahnverkehr. Erläutert am Berliner Straßenbahnnetz. Von Prof. Dr.-Ing. Giese, Berlin. Verkehrstechnik 1920, Nr. 32, S. 464/468.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung. Sonstiges.

Dr.-Ing. Gleim †. Nachruf (vgl. Bauingenieur 1920, Heft 22). D. B.-Ztg., Nr. 93, S. 443. Z. d. Bauv., Nr. 93, S. 588.

Th. Rümelin, Nachruf in der Schw. B.-Ztg. vom 27. November 1920, in der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 94, S. 448. Vgl. Bauingenieur 1920, Mitt. d. Gesellschaft für Bauingenieurwesen (Beilage zu Heft 22).

Die Streik- und Ausstandsbewegung im Baugewerbe der modernen Kulturstaaten im ersten Halbjahre 1920. Von H. Göhring, Bremerhaven. ¾ Spalte im Tiefbau 1920, Nr. 93, S. 300, nach „Zentralblatt für das deutsche Baugewerbe" 1920, Nr. 43.

Kostensteigerung bei Ausführung von Tiefbauarbeiten. Nach dem Geschäftsbericht der Emschergenossenschaft. 2 Spalten in der D. B.-Ztg. 1920, Mitt. für Zement und Beton, Nr. 18.

Eine Gebührenordnung für die Inanspruchnahme der Tätigkeit der preußischen staatlichen Prüfungsstelle für statische Berechnungen in Berlin. Abdruck in der D. B.-Ztg. 1920, Beilage: Der Holzbau, Nr. 22, S. 88.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die 16. ordentliche Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes

fand am 10. und 11. November d. J. in Hamburg statt. Der Deutsche Eisenbau-Verband, in dem alle deutschen Eisenbauanstalten von Bedeutung vereinigt sind, hat im Laufe der Jahre in wirtschaftlichen und wissenschaftlichen Fragen des Eisenbaues eine derartige Bedeutung erlangt, daß schon seit langem bei den Eisenbaufachgenossen der Behörden und der wissenschaftlichen Forschung der lebhafte Wunsch engerer persönlicher Fühlungnahme und des Gedankenaustausches mit den führenden Männern der Eisenbauindustrie bestand. Diesem Wunsche hat der Deutsche Eisenbau-Verband bei der diesjährigen Hauptversammlung in dankenswerter Weise dadurch Rechnung getragen, daß er zahlreiche Gäste einlud und im Anschluß an den rein geschäftlichen Teil der Tagung lehrreiche wissenschaftliche Vorträge und Besichtigungen neuer bedeutender Schöpfungen der Eisenbauindustrie veranstaltete.

Am ersten Tage sprach Direktor Hellmich vom Verein Deutscher Ingenieure über „wirtschaftliche Fertigung im Eisenbau" und Dipl.-Ing. Rein von der Geschäftsstelle des Eisenbau-Verbandes über den Stand der Versuche, die der Deutsche Eisenbau-Verband zur Klärung noch offener wichtiger Fragen der zweckmäßigen Durchbildung baulicher Einzelheiten der Eisenbauten hauptsächlich im Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem und neuerdings auch bei anderen Forschungsanstalten durchführen läßt.

Direktor Hellmich führte aus, daß die Not der Zeit gebieterisch verlange, alle Kräfte aufs äußerste auszunutzen und durch zweckentsprechende Maßnahmen jeden unnötigen Kraftaufwand zu vermeiden, und daß in dieser Hinsicht in der Eisenbauindustrie noch manches verbessert werden könne und müsse. Er gab Richtlinien für die bessere Ausnutzung der Kopfarbeit in den technischen Büros und für die zweckentsprechendere Gestaltung der Handarbeit in den Werkstätten; er betonte den ausschlaggebenden Einfluß der richtigen Anordnung der Beförderungsanlagen in den Werkstätten auf die Wirtschaftlichkeit des Unternehmens und legte die Gesichtspunkte klar, die bei der Anlage der Beförderungseinrichtungen außerhalb und innerhalb der Werkstätten und bei der Aufstellung der Arbeitsmaschinen zu beobachten sind. Er wies auch auf die große Wichtigkeit der Normalisierung der Bauelemente, der Verbindungsmittel und einzelner Bauglieder und auf die Typisierung ganzer Bauteile und geschlossener Einheiten im Eisenbau hin, um die Entwurfsarbeit zu vereinfachen oder ganz zu sparen, um die Werkstattarbeit zu verbilligen, und um bei Arbeitsmangel auf Vorrat arbeiten zu können. (Näheres enthält der besondere Bericht von Direktor Hellmich in dieser Zeitschrift.)

Dipl.-Ing. Rein berichtete namentlich über die Versuche, die in den letzten Jahren durchgeführt, aber noch nicht veröffentlicht sind; so über die Versuche zur Klarstellung der Zweckmäßigkeit der Anordnung von Beiwinkeln beim Anschluß von Winkeleisen und von [-Eisen an Knotenbleche, über die Versuche mit Stoßdeckungen übereinanderliegender Bleche und über geplante Winddruckmessungen. Über die Einzelheiten der Durchführung und der Ergebnisse dieser Versuche sind eingehende Veröffentlichungen in den bekannten Heften des Ausschusses für Versuche im Eisenbau zu erwarten. Das Ergebnis der an erster Stelle genannten Versuche läßt sich kurz dahin zusammenfassen, daß ein Beiwinkel bei einem aus nur einem Winkeleisen bestehenden Stabe von fraglichem Werte ist. Er vermag das Moment der Stabkraft in der Richtung senkrecht zur Knotenblechebene nicht zu verkleinern und vergrößert den Abstand zwischen der auf das Knotenblech projizierten Stabkraft und der Mittelkraft des Nietanschlusses, falls Beiwinkel und Hauptwinkel die gleiche Nietenzahl aufweisen. Bei [-Eisen und bei zwei gekreuzten Winkeln verkürzen die Beiwinkel zwar den Anschluß, weitere Verbesserungen des Anschlusses scheinen sie aber nicht zu bewirken. Außerdem ist der Gleitwiderstand zwischen den einzelnen vernieteten Teilen von erheblichem Einfluß auf die Übertragung der Stabkraft. Die Versuche zeigten auch deutlich den außerordentlich ungünstigen Einfluß des Biegungsmomentes auf die Anschlüsse bei zweiteiligen Stäben, die aus zwei [-Eisen bestehen. Durch kräftige Bindebleche auf den Flanschen der [-Eisen kurz vor dem Anschluß und durch Schotten in der Richtung der Stabachse innerhalb der Knotenbleche muß diesem schädlichen Einfluß entgegengewirkt werden. Nach Ansicht des Vortragenden ist eine Erweiterung aller dieser Versuchsreihen zur vollständigen Klärung aller Fragen unbedingt geboten. Die Versuche mit unsymmetrischen Stoßverbindungen übereinanderliegender Bleche haben sich außerordentlich mühsam gestaltet, da durch eine große Anzahl von Hebelvorrichtungen und Martensscher Spiegelapparate die Gleiterscheinungen und die elastischen Dehnungen festgestellt werden mußten, um die Wirkung der Verbindung in ihren Einzelheiten zu verfolgen. Der Einfluß des durch die Unsymmetrie hervorgerufenen Biegungsmomentes ließ sich trotz sorgfältiger Abstützungen durch Walzen nicht ausschalten. Die Biegungsspannungen verdunkeln den Gang des Kräftespiels in der Verbindung. Die Versuche bestätigten aber die schon durch frühere Versuche erwiesene Tatsache, daß über dem Stoß durchgehende Teile die Decklaschen erheblich entlasten und daher selbst starke Zusatzbelastungen erfahren, und ergaben eine gewisse Überlegenheit der mit reichlichen Nietquerschnitten ausgestatteten Verbindungen. Die demnächst mit symmetrischen Stoßausbildungen vorzunehmenden Versuche lassen genauere Ergebnisse erwarten.

Am zweiten Tage wurden die stolzen Hamburger Hafenanlagen und die Deutsche Werft, das neue Unternehmen der Gutehoffnungshütte, der A E G und der Hamburg-Amerika-Linie besichtigt. In dichtem Nebel begann die Fahrt bei den Landungsbrücken von St. Pauli. Die steinerne Reckengestalt Bismarck-Rolands ragte in Ruhe und Kraft aus dem Nebel hervor. Auf der Fahrt lichtete sich bald der Nebel, die Hamburger Häfen lagen in Glanz und Sonnenschein da. Überall spürte man das Erwachen neuen Lebens nach der langen, durch den Krieg und seine Nachwirkungen erzwungenen Verödung. Beim Anblick der vielen Schiffe unter den Flaggen unserer ehemaligen Feinde und des stolzen größten Dampfers der Welt, des 56 000-Tonnen-Schiffes „Bismarck", das jetzt zur Ablieferung an den Feindbund fertiggestellt wird, konnte man sich des bitteren Gedankens nicht erwehren, daß die neu erwachte Arbeit zum größten Teil unseren ehemaligen Feinden dient. Das Bild, das bei der Abfahrt von St. Pauli herübergrüßte, gab aber Hoffnung und Stolz. Von Hoffnung und Stolz wurden auch alle Teilnehmer bei der Besichtigung der Deutschen Werft erfüllt. Dieses gewaltige, mit den neuesten Errungenschaften der Technik ausgestattete Unternehmen ist in den letzten beiden Jahren unter den Wirren der Nachkriegszeit entstanden. Eine Glanzleistung deutscher Zähigkeit und deutschen Fleißes! Es klingt fast unglaublich, daß die umfangreichen Anlagen für den Kleinschiffbau, die großartigen Werkstätten und die gewaltigen, 280 m langen Hellinge für den Großschiffbau in der von Revolution, Streiks und Unruhen durchwühlten Zeit der beiden letzten Jahre errichtet sind. Die Hellinge für den Großschiffbau sind nicht wie bei den neueren großen Werften in derLängsrichtung von festenKranbahngerüsten überbrückt, sondern werden von 24 Kabelbahnen überspannt, die an hohen Quergerüsten fest verankert sind. Derartige Anlagen mit Kabelbahnen sind natürlich in der Herstellung wesentlich billiger, als Anlagen mit festen Kranbahngerüsten. Ob sich der Betrieb ebenso billig und sicher gestalten wird, wie der der anderen Art, muß die Erfahrung lehren. Die Kabelbahnen bieten wohl größere Beweglichkeit als die festen Kranbahngerüste, die Querbedienung läßt aber bei ihnen etwas zu wünschen übrig. Die Schwierigkeit, von den Führerhäusern, die auf den landeinwärts stehenden hohen Quergerüsten untergebracht sind, weit abgelegene Punkte mit Sicherheit mit der Last zu treffen, wird nach den Aussagen der Führer bald überwunden, namentlich wenn die Leute an der Abnahmestelle mit einer Stockscheibe gut signalisieren. Die Anlagen für den Kleinschiffbau werden von turmartigen Auslegerkranen bestrichen. In den Werkstätten fielen die großartigen Zurichtemaschinen auf, so die Biegemaschinen mit senkrechten Druckstücken für die Kesselbleche, die lange Biegemaschine mit 3 wagerechten Rollen für Schiffsbleche und die Schmiegemaschine zur Herstellung spitzer und stumpfer Winkel.

Aus den Aufträgen der Deutschen Werft und den Gesprächen mit den führenden Männern der Eisenbauindustrie konnte man die Überzeugung gewinnen, daß unsere Eisenindustrie unter den widrigen gegenwärtigen Verhältnissen zwar schwer zu ringen und hart zu arbeiten hat, daß aber das Ausland nach wie vor unbedingtes Vertrauen zu deutscher Arbeit hat.

Die Hauptversammlungen des Deutschen Eisenbau-Verbandes sollen auf der diesmal gewählten Grundlage in künftigen Jahren weiter ausgebaut werden. Sie werden so zu deutschen Eisenbautagen werden, die für Wissenschaft und Praxis des Eisenbaues reiche Früchte tragen und der deutschen Eisenbauindustrie zum Segen gereichen werden. Schaper.

— — — —

Während des geschäftlichen Teils der Tagung wurde festgestellt, daß im abgelaufenen Geschäftsjahr die Mitgliedsfirmen des Verbandes unter den Erschütterungen des Wirtschaftslebens schwer zu leiden hatten. Aber die gemeinsame Not veranlaßte sie zu einem um so festeren Zusammenschluß.

Insgesamt gingen bei den Werken Aufträge ein in Höhe von 154 000 t. Die Gesamterzeugung des abgelaufenen Geschäftsjahres betrug 143 000 t gegenüber 412 000 t des letzten Friedensjahres. Dabei hat die Zahl der beschäftigten Angestellten und Arbeiter nahezu wieder die des letzten Friedensjahres erreicht.

Den veränderten Wirtschaftsverhältnissen wurden die Verkaufs- und Lieferungsbedingungen angepaßt. An den Beratungen des Eisenwirtschaftsbundes war der Verband durch mehrere stimmberechtigte Mitglieder vertreten. Die Verbandsfirmen wurden über Tarif-, Steuer- und versicherungstechnische Fragen, sowie über wichtigere Vorgänge auf dem allgemeinen Wirtschaftsmarkt laufend unterrichtet. Im Reichsverband der deutschen Industrie und in der Reichs-

arbeitsgemeinschaft ist der Deutsche Eisenbauverband als körperschaftliches Mitglied vertreten.

Hinsichtlich der auch für den Eisenbau lebenswichtigen Frage der Sozialisierung des Kohlenbergbaues wurde einstimmig folgende Resolution gefaßt:

Betr.: Sozialisierung des Kohlenbergbaues.

Der D. E. V., der die gesamte deutsche Eisenbauindustrie umfaßt, sieht mit größter Sorge der Entwicklung der Sozialisierung des Kohlenbergbaues entgegen. Er befürchtet von der Sozialisierung einen weiteren Rückgang der Kohlenförderung und sieht eine erhebliche Verteuerung der Kohle als sicher voraus. Dieses muß eine weitere Einschränkung der Eisenerzeugung und eine Erhöhung der Eisenpreise über ihren heutigen Stand hinaus zur unausbleiblichen Folge haben. Hierdurch muß das Gewerbe des deutschen Eisenbaues, der schon heute gleich schwer unter Eisenmangel und den Eisenpreisen leidet, stark in Mitleidenschaft gezogen werden. Die hochwertige Ausfuhr von Eisenbauten wird noch geringer werden, der Bedarf an Eisenbauten im Inlande wird bei der Hüttenindustrie wesentlich zurückgehen und der Bedarf des Bergbaues wird auf ein Mindestmaß zurückgeschraubt werden. Schon jetzt hat die drohende Sozialisierung des Bergbaues der Entwicklung dieses wichtigsten Wirtschaftszweiges für den Wiederaufbau des Vaterlandes seit fast 2 Jahren im Wege gestanden und sie so stark gehemmt, daß der Bedarf an neuen Eisenbauten seitens des Bergbaugewerbes gleich Null ist und nur die allernotwendigsten Ersatzarbeiten in Eisen vorgenommen werden. Tritt die Sozialisierung ein, so wird die Weiterentwicklung des Bergbaues schwer geschädigt, da die freie Initiative der Bergbautreibenden fortfällt. Infolgedessen wird dem Eisenbau einer der wichtigsten Abnehmer genommen werden. Der Ausfall dieses Abnehmers muß, zumal die Staatsbahnverwaltung bei ihren zerrütteten Finanzverhältnissen als Abnehmer für Eisenbauten in den nächsten Jahren vollkommen ausfällt, zum Zusammenbruch der Eisenbauindustrie führen, wenn man berücksichtigt, daß die Erzeugung im Eisenbau auf ein Drittel der Friedenserzeugung zurückgegangen ist. Ein weiteres Anwachsen des Arbeitslosenheeres wird die Folge sein.

Für Annahme oder Ablehnung der Sozialisierungspläne dürfen nicht politische Gesichtspunkte, sondern nur rein wirtschaftliche Erwägungen maßgebend sein. Vor Experimenten, ausgerechnet im Bergbau, wird dringend gewarnt. Gefordert wird, daß nur solchen Maßnahmen zugestimmt wird, die eine weitere Hebung und Verbilligung der Kohlenförderung mit Sicherheit gewährleisten.

D. E. V.

Hochschulfragen.

Die im allgemeinen recht ansprechenden Ausführungen Dr.-Ing. Hauers über Hochschulfragen in Nr. 10 dieser Zeitschrift geben wohl die Gedanken wieder, mit denen die Mehrzahl der jungen Ingenieure die Hochschule verläßt, um in die Praxis hinauszutreten. In dieser Zeit überwiegt ja erklärlicherweise das Interesse an den praktischen, im Leben unmittelbar verwendbaren Kenntnissen bei weitem den Sinn für abstrakte Wissenschaft und Theorie. Zur Vervollständigung der Ausführungen muß aber doch auf einige Punkte hingewiesen werden, die für den akademisch gebildeten Techniker wohl auch einiger Beachtung wert sind.

Dr. Hauer sagt, daß die wahre Bildung sich nur auf dem Fundament positiver Kenntnisse aufbauen läßt, in den weiteren Ausführungen fehlt dann aber jeder Hinweis darauf, was unter dieser wahren Bildung verstanden wird, vielmehr ist nur von der Vermittlung der positiven Kenntnisse die Rede. Solche Anforderungen, wie Dr. Hauer sie im Eingang seiner Ausführungen erwähnt, Erkenntnis des Zusammenhanges zwischen den einzelnen Zweigen der Technik, der Beziehungen der Technik zum wirtschaftlichen und politischen Leben oder dergleichen sind ja gewiß berechtigt, erschöpfen aber natürlich bei weitem nicht das, was wir von dem akademisch gebildeten Techniker an wissenschaftlicher Allgemeinbildung fordern müssen, auch dann nicht, wenn man noch einige Literatur-, Geschichts- und Sprachkenntnisse hinzufügen würde. Hier scheint denn doch noch eine wesentliche Lücke in der Darstellung der Aufgaben der Hochschule zu bestehen.

In den Ausführungen Dr. Hauers ist von der Beherrschung der Fakultäten der Universität und der Abteilungen der Technischen Hochschule durch einen einheitlichen wissenschaftlichen Geist die Rede und dazu wird die Bemerkung gemacht, daß die Abteilungen der Technischen Hochschule eine viel breitere gemeinsame Basis haben als die alten Fakultäten der Universität. Das ist in gewissem Sinne sicherlich richtig. An einer späteren Stelle wird dann aber erklärt, es wäre ein Fehler, den Anfänger nur mit Hilfswissenschaften zu empfangen und es wird verurteilt, daß dem angehenden Bauingenieur viel zu viel Abstraktes, dagegen zu wenig Bautechnik geboten wird. Also einerseits Berufung auf den breiten wissenschaftlichen Unterbau als besonderen Vorzug der technischen Bildung, dann wieder weitgehende Einschränkung desselben und Abtun der Grundlagen mit der Bezeichnung „abstrakte Hilfswissenschaften"! Hier liegt doch zweifellos ein Mangel an Folgerichtigkeit vor und vielleicht könnte ein Gegner der technischen Bildung an diesem Punkte einsetzen, um einen von Dr. Hauer ja bestrittenen prinzipiellen Unterschied zwischen der Ausbildung an der Universität und an der Technischen Hochschule zu konstruieren. Gewiß, an der Technischen Hochschule sollen keine nur abstrakt denkenden Mathematiker herangebildet werden, aber wissenschaftlicher Geist muß doch für jeden, der Anspruch darauf macht, als Akademiker und nicht nur als Fachmann gewertet zu werden, die Grundlage allen Denkens und Handelns, auch in praktischen und beruflichen Dingen bilden.

Von altersher bilden ja an den Universitäten gewisse philosophische Disziplinen die Unterlage für das Fachstudium. Bekannt sind ja aus der Schülerszene des „Faust" die, entsprechend der dortigen Situation, etwas drastischen Ausführungen über Collegium logicum. Was hier zunächst geübt werden soll, das ist die klare und scharfe Fassung der Begriffe, die Bildung logischer Schlußfolgerungen, also folgerichtiges Denken. Wir Techniker haben dafür die Schulung in der Mathematik und in den mit dieser verwandten Disziplinen. Der Anfänger soll lernen in mathematischen Größen zu denken und, was das Wesentliche ist, die gegenseitigen Abhängigkeiten solcher Größen, ihre Funktionen, klar zu erfassen und richtig auszudrücken, um dann nach mathematischen Methoden richtige Schlußfolgerungen zu ziehen. Die Folgen dieser Schulung werden ja allmählich auch im praktischen Leben erkennbar. Wie viel trockenes statistisches Material gewinnt dadurch, daß man es in geschickter Weise als Kurve aufträgt und die auf einander einwirkenden Größen in ihrer gegenseitigen Abhängigkeit richtig darstellt und erfaßt, Anschaulichkeit und Leben? Während also der Jurist in erster Linie im Auffassen und Verarbeiten feststehender Begriffe ausgebildet wird, muß der Techniker in Funktionen, also in beweglichen Größen denken lernen, und darum ist für uns Techniker die wissenschaftliche Grundlage in gewissem Sinne breiter und umfassender als diejenige des Juristen. Wichtig ist nur, daß diese Grundlage bei der Ausbildung immer die erforderliche Beachtung findet und daß, was leider noch nicht immer in ausreichendem Maße der Fall ist, die Lehre an der Hochschule von diesem wissenschaftlichen Geiste ganz durchdrungen wird. Bisher kam es ja vor, daß an der Hochschule z. B. Rechtslehre, Volks- und Privatwirtschaftslehre von solchen Fachleuten vorgetragen wurde, deren Ausbildung und deren Gedankenkreis sich ausschließlich in den Bahnen der Universitätslehre bewegte, sodaß die formale Grundlage nicht mit derjenigen der andern Fachgebiete in Einklang stand. Welchen Reiz müßte es beispielsweise dem Techniker gewähren, die Schwankungen der Warenpreise oder diejenigen der Valuta in ihrer Abhängigkeit von der Warenproduktion oder andern in Betracht kommenden Größen zu betrachten und sie gewissermaßen mit den Bewegungen eines Kolbens in einem Zylinder zu vergleichen, der allerlei treibenden Kräften, Hemmungen, Reibungswiderständen und Schwingungen ausgesetzt ist? Solche Beispiele ließen sich in beliebiger Zahl beibringen, auch die Ableitungen der Funktionen, ihre Differentialquotienten, und ihre Integrale können in manchen Fällen in den Kreis der Betrachtungen gezogen werden, wobei naturgemäß vom Einfacheren zum Verwickelteren allmählich fortzuschreiten wäre. Gewiß läßt sich nicht alles Geschehen und alles Denken in mathematische Formeln einpressen, ebensowenig wie in starre juristische Begriffe; das Wesentliche aber ist der wissenschaftliche Geist, der alles technische und wirtschaftliche Denken durchdringen muß. Wenn die alten Fakultäten der Universitäten etwas vor uns voraus haben, so ist das wohl nur der Umstand, daß bei ihnen infolge ihres ungleich höheren Alters eine solche Durchdringung der Lehrgebiete mit wissenschaftlichem Geist weiter fortgeschritten ist als bei uns, es fehlt uns also nur die Jahrhunderte alte Tradition, aber weniger wissenschaftlich ist unser Denken darum nicht.

Die formale wissenschaftliche Bildung kann, auch das soll nicht unerwähnt bleiben, auch mißbraucht werden, indem in bestimmter Absicht Scheinschlüsse gezogen und bestehende Zusammenhänge verdunkelt werden. Bei den Plädoyers der Juristen spielen ja solche Kunstgriffe unter Umständen eine Rolle und ähnliche Fälle können bei den Technikern eintreten, wenn wirtschaftliche Interessen Einzelner oder bestimmter Gruppen in Betracht kommen. Wenn solche Scheinlogik sich in ein wissenschaftliches Gewand hüllt, so kann für denjenigen, der nicht selbst geschult genug und daran gewöhnt ist, den Dingen auf den Grund zu gehen, die Gefahr der Täuschung recht groß sein und mancher Schade angerichtet werden. Das gilt nicht nur in technischer und wirtschaftlicher, sondern auch in politischer und sozialer Beziehung. Das Heilmittel dagegen liegt auch wieder nur in der Ausbildung zu richtigem wissenschaftlichen Denken, das zu den ersten und höchsten Zielen akademischer Bildung gehört.

Die Einwirkung wissenschaftlichen Geistes erstreckt sich nicht nur auf die Forschung oder etwa auf die Erschließung neuer Arbeitsgebiete, sondern ebensogut auch auf die Dinge des Alltags, im Sinne von Objektivität und Befreiung von Selbsttäuschungen und Voreingenommenheiten. Wie oft würde gerade der Techniker geneigt sein, irgendwelche Einzelerscheinungen und Einzelerfahrungen in unzulässiger Weise zu verallgemeinern oder ihre Bedeutung herabzumindern, je nachdem sie ihm mehr oder weniger zusagen, wenn nicht wissenschaftlicher Geist ihm ständig den richtigen Maßstab lieferte. Und klares Sehen und Erkennen der Dinge bildet ja die erste Voraussetzung für zielbewußtes und folgerichtiges Handeln, das gerade in unserer Zeit so notwendig ist.

In welch weitgehendem Maße die neuere Forschung auf dem Gebiete der Physik, insbesondere die Relativitätstheorie, wissenschaftlichen Geist und Abstraktionsvermögen erfordert, soll hier nur der Vollständigkeit halber angedeutet werden. Sie verlangt völlige Loslösung des Denkens von den Sinneseindrücken, die wir empfangen, und von der uns angeborenen Raum- und Zeitanschauung und sie

setzt an die Stelle der bisherigen, am sichtbaren Raume haftenden Mathematik und Mechanik eine neue mehrdimensionale, auf vereinfachten Voraussetzungen aufgebaute, aber von den üblichen Begriffen von Raum und Zeit unabhängige Raumlehre. Auch an diesen für die wissenschaftliche Erkenntnis außerordentlich bedeutungsvollen Forschungen sollte der akademisch gebildete Techniker, wie es leider, im Gegensatz zu vielen Akademikern, die ihre Ausbildung auf der Universität empfangen haben, noch der Fall ist, nicht achtlos vorbeigehen.

Natürlich soll für denjenigen, der nicht nur wissenschaftlich zu denken, sondern auch wissenschaftlich zu arbeiten berufen ist, das tatsächliche Wissen, die volle Beherrschung des Faches, in dem er sich betätigen will, nicht fehlen, und in diesem Punkte berühren sich meine Ausführungen wieder mit denjenigen Dr. Hauers. Das, was vorstehend über die Notwendigkeit wissenschaftlichen Denkens gesagt ist, scheint ja, wenn auch unausgesprochen und vielleicht unbewußt, auf seine Ausführungen wenigstens teilweise mit eingewirkt zu haben. Sein Vorschlag, das mathematische Studium auch nach dem Vorexamen, wo die eigentliche Fachausbildung einsetzen sollte, zu pflegen, trägt diesem Sinne durchaus Rechnung und ist lebhaft zu begrüßen.

Dr.-Ing. Karl Hoening, Duisburg.

Anmerkung der Schriftleitung: Hiermit betrachten wir diese Frage als in unserer Zeitschrift hinreichend erörtert und schließen die Aussprache darüber bis auf weiteres.

Das neue Wohnungsgesetz.

Seit dem Spätjahr 1918 haben es die Verhältnisse mit sich gebracht, daß im Verordnungswege zur Rationierung von Wohnungen geschritten werden mußte. Die Wohnungsnot, deren Auswirkungen wohl keinen Deutschen unberührt gelassen haben, gesellte sich zu den übrigen quälenden und zermürbenden Folgen des Krieges. Alle Zwangswirtschaft der Kriegsjahre hatte es nicht fertig gebracht, die Regierung einmal zu einer gesunden Vorausschau auf den natürlichen Gang der Entwicklung und zu einer rechtzeitigen und durchgreifenden Hilfsaktion zu bringen. Dabei hatte doch die Kriegerheimstättenbewegung einen erfreulich starken Widerhall bei Heer und Volk gefunden. War es die ausschließlich auf die Kriegsfront gerichtete Aufmerksamkeit der von der O.H.L. allzu abhängigen Regierung, war es der starke Widerstand aus den Kreisen der allmächtigen gewerbsmäßigen Bodenspekulation? Kurz, nichts geschah; und erst als die Flut der Wohnungsuchenden stieg und die Vorboten der Revolution den Blick für soziale Mißstände schärften, da wurde der kriegsübliche Weg der Verordnung beschritten und tastend der Versuch gemacht, der Geister Herr zu werden, die man zwar nicht gerufen hatte, deren Kommen und Hereinfluten jedoch feststand, zumal bereits der nur neunmonatliche Krieg im Sommer 1871 ähnliche Erscheinungen gezeitigt hatte.

Wie anders mußten erst die Folgen einer vierjährigen Unterbrechung der Bautätigkeit und eines verlorenen Krieges sein! Es handelte sich um ein ganz einfaches Rechenexempel: Ein jährlicher Bevölkerungszuwachs von ca. 850 000 Menschen bedingte vor dem Kriege einen jährlichen Mehrbedarf von 250 000 Wohnungen. Fünf Jahre ruhender Bautätigkeit liegen hinter uns; das rechnerische Ergebnis, daß eine Million Wohnungen in Deutschland fehlen müssen, deckt sich mit den statistischen Feststellungen der Wohnungsbehörden. Was infolge der Kriegsverluste in Wegfall gekommen war, wurde überreichlich aufgewogen durch den Zustrom von Volksgenossen aus den besetzten und losgerissenen Gebieten und von Auslandsdeutschen. Daß die Hoffnung auf baldige Besserung der Wohnungsnot sehr wenig begründet ist, daß im Gegenteil bei dem noch nahezu völligen Ruhen der Bautätigkeit eine Verschlimmerung der Verhältnisse mit Sicherheit zu erwarten ist, erhellt aus vorstehender Rechnung ohne weiteres.

Mancherlei Wege zur Milderung der für Volksgesundheit und Volksseele gleich verheerenden Folgen der Wohnungsnot sind beschritten worden. Am wichtigsten ist es natürlich, das Übel bei der Wurzel zu packen und die Bautätigkeit wieder in Gang zu bringen. Auf diesem Gebiete sind die Schwierigkeiten enorm: die Kohlenfrage, die hohen Arbeitslöhne und das Bodenproblem sind diejenigen Punkte, wo der Hebel mit der Ansiedlung von Kohlenarbeitern, mit den Baukostenzuschüssen, mit dem Reichsheimstätten- und dem Siedlungsgesetz angesetzt ist. Für die Übergangszeit war es vor allem erforderlich, das Recht der öffentlichen Bewirtschaftung des Wohnungswesens in feste Formen zu gießen.

Diesem Zweck dient das neue Wohnungsgesetz (Gesetz über Maßnahmen gegen Wohnungsmangel vom 11. Mai 1920; Reichsges.-Bl. S. 949). Der bisherige, hauptsächlich auf den Verordnungen v. 23. IX. 1918/22. VI. 1919 über den Schutz der Mieter und über Maßnahmen gegen Wohnuugsmangel beruhende Rechtszustand mit seinen vielen Verschiedenheiten, Zweifeln und Unsicherheiten bedurfte schon im Hinblick auf seine verfassungswidrigen Eingriffe in Freiheit und Eigentum des Ersatzes durch ein Gesetz. Von diesem Gesetz erhoffte man eine Klärung der Rechtslage unter Verwertung der bereits umfangreichen Literatur und Judikatur. Insbesondere erwartete man auch eine genaue Fixierung des Instanzenzuges im Hinblick auf die vielfachen Mißgriffe der städtischen Einigungsämter, deren Entscheidungen unanfechtbar waren und doch so häufig einer Nachprüfung bedurft hätten. Auch harrte die Entschädigungsfrage ihrer Lösung.

Wie groß war daher die Enttäuschung durch das Wohnungsgesetz, das sich darauf beschränkt, den bisherigen Rechtszustand mit einem gesetzlichen Mantel zu verbrämen und lediglich einige kleine Ergänzungen hinzuzufügen!

Die Grundzüge des herrschenden Rechtszustandes zeigen deutlich, daß der Ausgangspuskt der staatlichen Fürsorge der Gesichtspunkt des Mieterschutzes war. Der Mieter hat in heutiger Zeit ein ganz anderes schutzbedürftiges Interesse daran, nicht aus seiner Wohnung hinauszumüssen, als in normalen Zeiten. Demgemäß bildet die Einschränkung des Kündigungsrechts des Vermieters die grundlegende Bestimmung des neuen Rechtes (§§ 2, 6 der Mieterschutz-V.O. v. 23. 9. 1918/22. 6. 1919). Daneben läuft die öffentliche Bewirtschaftung der Wohnungen mit ihren Bestimmungen über die Anzeigepflicht bezüglich leerer Räume (§ 3 der Wohnungsmangel-V.O. v. 23. 9. 1918/22. 6. 1919), Genehmigungszwang für abgeschlossene Mietverträge (§ 5 Mietsch.-V.O.), Befugnis der Gemeindebehörden (Wohnungsämter) zur Beschlagnahme von Räumen (§ 5 Wohn.-Mang.-V.O.), Festsetzung des Mietzinses (§ 5 Abs. II Mietsch.-V.O.), Abschluß von Zwangsmietsverträgen (§ 4 Wohn.-Mang.-V.O.).

Die vorstehenden grundlegenden Bestimmungen hat das Wohnungsgesetz mit dem Wortlaut der beiden Verordnungen übernommen. (Man sieht schon in der Schwierigkeit des Zitierens und dem Durcheinander der einzelnen Bestimmungen die Schattenseiten einer derartigen Gesetzesmacherei!). Grundsätzlich neu sind folgende Bestimmungen des Gesetzes:

a) Die obersten Landesbehörden (Arbeitsministerien) werden Zentralinstanz in Wohnungssachen. Sie können die Gemeindebehörden zu den in den §§ 2—5 Wohn.-Mang.-V.O. bezeichneten Anordnungen ermächtigen und verpflichten, aber entsprechende Maßnahmen auch selber treffen.
b) Über die regelmäßigen Maßnahmen der bezeichneten Paragraphen hinaus kann im Falle außergewöhnlicher Mißstände infolge besonders starken Mangels an Wohnungen die oberste Landesbehörde mit Zustimmung des Reichsarbeitsministers Gemeindebehörden auch zu weitergehenden Maßnahmen, insbesondere auch zu Eingriffen in das Recht der Freizügigkeit sowie die Unverletzlichkeit der Wohnung und des Eigentums ermächtigen, soweit solche Eingriffe zur Behebung oder Milderung der Wohnungsnot dringend erforderlich sind.
c) Soweit für Eingriffe in Privatrechte Entschädigungen zu gewähren sind, haftet für die Zahlung der Entschädigung die Stelle, die die Verfügung getroffen hat.
d) Die zur Bekämpfung des Wohnungsmangels getroffenen Verfügungen können im Wege unmittelbaren polizeilichen Zwanges durchgeführt werden.

Bemerkungen zu b—d: Nach den neuen Bestimmungen werden gewisse Gradunterschiede bei der Beurteilung der Wohnungsnot gemacht, die die bisherigen Bestimmungen zwar ebenfalls schon dunkel andeuteten, die aber jetzt erst klar herausgearbeitet sind. In Orten und Gegenden besonderer Wohnungsnot herrscht mithin eine Art „Ausnahmezustand", der zu besonderen Maßnahmen berechtigt. Hier gibt das Gesetz den Verwaltungsbehörden Blankovollmacht zu Eingriffen in verfassungsmäßig garantierte Rechte, die nur als äußerste Notmaßnahme zu verstehen, in ihrer Unbegrenztheit und Unanfechtbarkeit jedoch als äußerst bedenklich anzusehen ist. Es wird nicht lange dauern, bis die Verfassungsmäßigkeit dieser Art Gesetzgebung der Nachprüfung durch die Gerichte unterliegen wird. Die betroffenen Rechte, das der Freizügigkeit (Reichsverfassung — R.V. — Art. 111), der Unverletzlichkeit der Wohnung (R.V. Art. 115) und des Eigentums (R.V. Art. 153) sind von der Verfassung garantiert, die ihre Einschränkung lediglich im Wege der Gesetzgebung zuläßt. Es ist daher im höchsten Grade fraglich, ob verwaltungsmäßige Akte auf Grund eines derartigen Rahmengesetzes als verfassungsmäßig anerkannt werden können.

Was keinem Zweifel unterliegt, ist, daß derartige Eingriffe eine Entschädigung bedingen überall dort, wo der Betroffene auch finanzielle Nachteile nachweisen kann. Diese wichtige Frage ist im Gesetz nicht ausdrücklich erwähnt, muß jedoch schon aus der Bestimmung (oben unter c) entnommen werden, in der die entschädigungspflichtige Stelle bezeichnet ist.

Daß die zur Bekämpfung des Wohnungsmangels getroffenen Verfügungen hinfort im Wege polizeilichen Zwanges durchgeführt werden können, ist im Interesse der Beschleunigung der Beseitigung von mancherlei Mißständen zu begrüßen. Wird allerdings nicht seitens der Gemeindebehörden mit größter Sorgfalt und Objektivität gearbeitet, so kann diese Bestimmung zu den schlimmsten Folgen führen.

Nach wie vor sind die Einigungsämter, im wesentlichen also kommunale Behörden, die Instanz zur Nachprüfung der Anordnungen der Wohnungsämter (Wohn.-Ges. Art. 4b). Das Verfahren sollen die obersten Landesbehörden regeln, die das ja früher bereits getan haben. Viel richtiger wäre die Schaffung staatlicher Schiedsgerichte gewesen, mindestens aber die Einführung der Berufung, vielleicht

an die Landgerichte, die durch die Erhöhung der Zuständigkeitsgrenze der Amtsgerichte auf 1200 M ja bis zur Grenze der Arbeitslosigkeit entlastet sind. Denn allerorten hört man Klagen über mangelnde Unabhängigkeit und häufige Parteilichkeit der Einigungsämter. Erforderlich wäre vor allem eine Regelung der Kostentragungspflicht durch die unterliegende Partei gewesen. Es zeigt sich immer mehr, daß das Wohnbedürfnis wohl das stärkste menschliche Interesse darstellt. Weder die Ehre noch das Geld machen den Menschen zu einem so leidenschaftlichen Rechtssucher, wie das beeinträchtigte Wohnbedürfnis. Keine streitige Gerichtsbarkeit bedarf daher einer sorgfältigeren Regelung als die des Wohnungswesens, wenn nicht Zündstoffe in bedenklichem Umfang gegen Staat und Gemeinde aufgespeichert werden sollen.

Es mag zum Schluß noch bemerkt werden, daß das Gesetz die Strafbestimmungen gegenüber den bisherigen Verordnungen ganz erheblich erhöht hat: Während bisher Zuwiderhandlungen gegen die Bestimmungen der Verordnungen oder die auf Grund dieser erlassenen Bestimmungen der zuständigen Behörden mit einer Höchststrafe von 1000 M bedroht waren, kann jetzt Geldstrafe bis 10 000 M oder Haft eintreten. Durch Wohn.-Ges. III endlich wird alles, was bisher auf Grund der Verordnungen im einzelnen oder allgemein angeordnet war, gesetzlich bestätigt und sanktioniert. Durch das Gesetz ist auf dem Gebiete des Wohnungswesens der Not gehorchend „sozialisiert" worden. Schon jetzt zeigt sich, wie wenig geeignet für eine reine Sozialwirtschaft unsere Bevölkerung ist. Auf keinem Gebiete herrscht so stark der Individualismus in allen Bevölkerungsschichten, wie auf dem des Wohnungswesens. Auf Jahre hinaus werden wir uns aber mit dieser Wohnungszwangswirtschaft befreunden müssen; und wenn eines daran erfreulich ist, so ist es die Tatsache, daß endlich einmal das allgemeine Interesse auf die Probleme des Bodens hingelenkt wird, wo der Angelpunkt der ganzen sozialen Frage liegt.

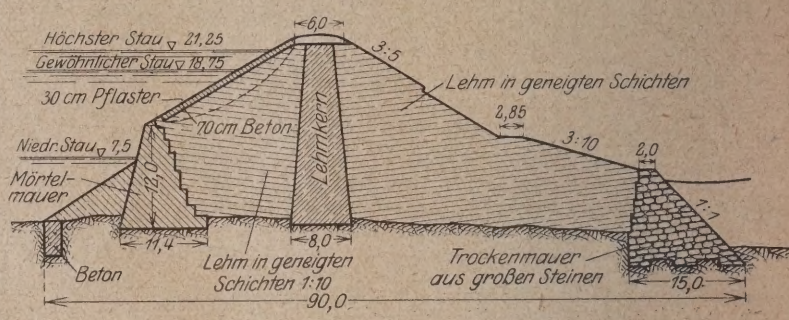
Rechtsanwalt Dr. Weiß, Heidelberg.

Ein Staubecken mit Erddamm im nördlichen Apennin.

Kurz vor dem Kriege ist in Italien ein Staubecken im Oberlaufe der Enza geschaffen worden. Das Wasser dieses von Süden nach Norden gerichteten Gebirgsflusses, der in dem nördlichen Apennin, etwa mitten zwischen Parma und der Hafenstadt Spezia entspringt, wird durch einen Erddamm von beträchtlichen Abmessungen angestaut. Der Fassungsraum des Staubeckens beträgt 3 Mill. cbm bei einem unmittelbaren Niederschlagsgebiet von 5 Mill. qkm.

Der Dammkörper hat einen Rauminhalt von 110 000 cbm, seine Kronenlänge ist 170 m, seine Sohlenbreite 81—90 m, seine größte Höhe etwa 22 m über Gelände. Das Vorhandensein großer Lager lehmartiger Massen in unmittelbarer Nähe des Stauwerkes sowie die nicht näher bzeichneten für eine Staumauer ungünstigen Verhältnisse der Örtlichkeit haben Anlaß zur Wahl eines Erddammes gegeben. Der Querschnitt ist aus der beigefügten Abbildung ersichtlich. Dieser weist einen Kern, eine lotrechte Mittelschicht von reinem, festgestampftem Lehm auf, an die sich zu beiden Seiten Körper anschließen, die aus einem mit Sand und Kies versetzten Lehm (1 Teil Lehm, 0,35 Teile grober Sand, 0,15 Teile Sand, 0,20 Teile Ton) bestehen. Zu diesem bei den Engländern eingeführten Querschnitt hat man die für die französischen Ausführungen kennzeichnende Schutzmauer am Fuße der wasserseitigen Böschung hinzugefügt. Außerdem ist auf der Wasserseite ein 30 cm starkes Pflaster zum Schutz gegen Abspülung durch den Wellenschlag angebracht. Die heftigen Winde der dortigen Gegend haben diesen Schutz erforderlich erscheinen lassen. Man konnte ihn nicht auf einen schmalen Streifen beschränken, da der Wasserspiegel wechselt, sondern mußte oberhalb der Mörtelmauer die ganze Böschung sichern. Dieses Pflaster liegt auf einer Steinpackung von 1,00 m Dicke. Mit dieser Böschungssicherung hat man eine nachgiebige Decke geschaffen, die den Setzungen des Dammes folgen kann. Am Fußende auf der Luftseite des Dammes ist eine Trockenmauer aus großen Steinen hergestellt, die die Dammquerschnittsfläche vermindert und einen Schutz gegen Abgleiten der Böschung bietet, wenn nach langer Trockenzeit starke Regengüsse den Boden aufweichen. Das Trockenmauerwerk ermöglicht ein rasches Absickern des oberflächlich eingedrungenen Wassers.

Ein Zeichen für die Güte der Herstellung sowie für die Zweckmäßigkeit der Querschnittsausbildung kann darin erblickt werden,



daß bei einer Überflutung des im Bau begriffenen Dammes nur eine schmale, allerdings bis zur Sohle eingesägte Scharte entstanden ist, durch die der gesamte Beckeninhalt verhältnismäßig langsam sich in den Unterlauf entleert hat. Ein ungeheurer Regen von 545 mm Regenhöhe in 4 Tagen (vom 18.—21. XII. 1909) hatte in Verbindung mit der durch den einsetzenden Sirocco hervorgerufenen Schneeschmelze dem Staugebiete so ungeheure Wassermassen zugeführt, daß der in dem damaligen Bauzustande vorhandene Fassungsraum nicht ausreichte und eine Überflutung eintrat, obgleich die Grundablässe 8 cbm/sk durchließen. Über die Wiederherstellung werden nähere Mitteilungen nicht gemacht, obgleich es sehr wünschenswert wäre zu wissen, wie man eine vollkommen sichere Verbindung der alten Teile mit den neu eingestampften Massen herbeigeführt hat. Ebenso ist leider über die Sicherung der Dichtheit an den Ablaßrohren, die ja immer einen schwierigen Punkt bildet, nichts mitgeteilt.

Beim Bau, der noch 2 Jahre in Anspruch nahm, sorgte man durch langsames Aufhöhen dafür, daß sich die Massen gut setzten. In jeder Jahreszeit ließ man das Wasser um einen Meter höher ansteigen, der höchste zulässige Wasserstand ist erst im Herbste 1913 erreicht worden; er erreichte damit die Höhe des auf 17 m Länge eingebauten Kronenüberlaufes, der 30 cbm/sk, d. s. 6 cbm/qkm des Niederschlagsgebietes abzuführen gestattet.

Die Herstellungskosten des Dammes haben sich infolge der schweren Beschädigung des nahezu fertigen Dammes sehr erhöht. Einschließlich der Grundablässe, der Entnahmeeinrichtungen und des Überlaufes haben sie 620 000 Lire betragen. Auf 1 cbm Dammasse ergibt sich ein Preis von 4,55 Lire oder 3,45 nach der Zusammenstampfung. (Nach „Annales des Ponts et Chaussées", Jan.-Febr. 1920.)

Dr.-Ing. W. Kunze.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Verwendung von Eisenbeton beim Wiederaufbau der Handelsflotte.

Am 27. Oktober 1920 lief das von der Cementbau-Gesellschaft Johannes Mueller, Marx & Co., Berlin, auf der Störwerft zu Wewelsfleth in Holstein erbaute Eisenbetonschiff, das den Namen „Göta-Älf" erhielt, im Beisein des Präsidenten des Reichsausschusses für den Wiederaufbau der Handelsflotte vom Stapel.

Das Schiff ist das erste in Deutschland gebaute seegehende Eisenbetonschiff und hat eine Tragfähigkeit von 800 t. Es ist für die Baltische Reederei Hamburg erbaut und soll als Frachtschiff dem Verkehr zwischen deutschen Häfen und den nordischen und baltischen Staaten dienen. Das Schiff ist 56 m lang, 8,64 m breit und hat einen Tiefgang von 4 m. Zur Fortbewegung dient ein Dieselmotor von 500 PS.

B.

Die Wohnhaus-Bauzuschüsse in England.

Daß auch in England die Herstellung von Kleinwohnungen dringend erforderlich ist, und daß es hoher Bauzuschüsse bzw. einer Erhöhung der bisher gewährten bedarf, geht aus den Verhandlungen des englischen Parlamentsausschusses für Wohnungsfragen hervor. Auf einer Sitzung dieses Ausschusses ist mitgeteilt worden, daß die Zuschüsse für Häuser, die am 23. Dezember 1920 fertiggestellt sind, wie folgt bemessen sein sollen:

Für Häuser mit mehr als	und einer Grundfläche über	Zuschuß
a) 2 Wohn- und 3—4 Schlafräumen	920 Fuß (?)	260 £/Haus = 5200 Goldmark = z. Zt. 45 500 M
b) 1 Wohn- und 3 Schlafräumen	780 Fuß (?)	240 £/Haus = 4800 Goldmark = z. Zt. 42 000 M
c) 1 Wohn- und 2 Schlafräumen	700 Fuß (?)	230 £/Haus = 4600 Goldmark = z. Zt. 30 250 M

Das bedeutet eine Erhöhung von 100 £ in jedem der Fälle = 2050 Goldmark = z. Zt. 17 500 M. gegenüber den bisher gewährten Sätzen. Es werden also in England ganz erhebliche Zuschüsse bewilligt.

(Nach Civil Engineering, Juni 1920. Kze.

Patentanmeldungen in England.

Die Zahl der Patentanmeldungen hat im Jahre 1919 in England mit 32 892 einen Höchststand erreicht, so daß in dieser Beziehung die Folgen des Krieges überwunden zu sein scheinen. Der Krieg hat zunächst eine erhebliche Abnahme der Patentanmeldungen herbeigeführt, doch setzte sofort nach dem Waffenstillstand eine Steigerung ein, die seitdem angehalten hat. 1913 betrug die Zahl der Anmeldungen 30 102, 1914 fiel sie auf 24 847; die Abnahme hielt in den Jahren 1915— 18 225 Anmeldungen — und 1916 — 18 686 Anmeldungen — an; 1917 begannen sie wieder zu steigen, ihre Zahl betrug 19 358, und 1918 dauerte die Steigerung an, die Anmeldungen erreichten einen Stand von 21 933. Ein deutlicheres Bild von der Entwicklung der Verhältnisse gibt das Fallen und Steigen in Hundertteilen ausgedrückt, je auf das vorhergehende Jahr bezogen. Die Abnahme im Jahre 1914 gegenüber 1913 betrug 17 vH, dann folgte 1915 eine weitere Verminderung um 27 vH. In den Jahren 1916, 1917 und 1918 nahmen die Anmeldungen wieder um 2 vH, 4vH und 14 vH zu. Die Steigerung im Jahre 1919 gegenüber 1918 betrug 20 vH. Nur die Jahre 1906, 1909 und 1910 mit 30 030, 30 603 und 30 388 Anmeldungen haben die hohe Zahl der Anmeldungen im letzten Friedensjahr erreicht, zum Teil sie um geringe Beträge übertroffen, im Jahre 1919 ist die Zahl der Anmeldungen von Patenten aber über alle bisher erreichten Werte hinausgewachsen und hat 12 vH mehr als den bisherigen Höchstwert — 30 603 Anmeldungen im Jahre 1909 — betragen. Wk.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 16. September 1920.

Kl. 5 c, Gr. 4. B 90 567. Wilhelm Breil, Essen-Bredeney. Doppelte gußeiserne Schachtauskleidung mit Betonzwischenfüllung. 29. VIII. 19.

Kl. 5 c, Gr. 4. M 59 153. F. W. Moll Söhne, Dampfkessel- und Maschinenfabrik, Witten-Ruhr. Nachgiebiger Grubenstempel aus zwei ineinanderschiebbaren und durch Klemmbänder zusammengehaltenen Rohren. 9. II. 16.

Kl. 18 b, Gr. 10. D 32 535. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Aktiengesellschaft, Bochum. Verfahren zum Verhindern der Rückphosphorung bei der Desoxydation oder Kohlung sauerstoffreicher Eisen- oder Stahlbäder. 18. IV. 16.

Kl. 20 h, Gr. 7. C 28 969. Carstens & Fabian, Magdeburg-Neustadt. Fördervorrichtung für Eisenbahnwagen o. dgl. auf Schrägen. 9. IV. 20.

Kl. 35 b, Gr. 4. St 32 597. Richard Steinbrecher, Berlin-Friedenau, Hauptstraße 75. Fahrbarer Doppelauslegerkran. 22. XI. 19.

Kl. 37 a, Gr. 4. J 19 358. Karl Arthur Joseph Johner, Gumbinnen, Königstr. 32. Hohlwand aus ungleichschenkligen Winkelplatten. 28. IV. 19.

Kl. 37 a, Gr. 5. G 48 556. Philipp Gelius, München, Albanistraße 2. Bauten und Bauteile aus Holzwerk mit Umhüllung und Ausfüllung aus luftdurchlässigem Stoff. 10. V. 18.

Kl. 37 d, Gr. 40. S 51 029. Wilhelm Sander, Zürich, Schweiz; Vertreter: Patentanwälte Otto Sack und Dipl.-Ing. Jansen, Leipzig. Bohrvorrichtung, insbesondere für die Herstellung von Leitungslöchern in Gebäuden. 6. IX. 19. Schweizer Priorität vom 15. III. 19.

Kl. 37 f, Gr. 2. H 76 933. Bernhard Helweg, Holzminden, Luisenstraße 18. Silowand aus zwei gegeneinander gekehrten Gewölben. 5. V. 19.

Kl. 49 f, Gr. 4. L 47 540. Karl Lange, Düsseldorf, Adersstr. 26. Nietwärmofen mit in der Mitte der Decke zugeführtem Gas-Luft-Gemisch. 24. XII. 18.

Kl. 49 f, Gr. 8. B 92 678. Berlin-Erfurter Maschinenfabrik Henry Pels & Co., Erfurt. Festklemmvorrichtung an Biegemaschinen für Profileisen. 2. II. 20.

Kl. 70 e, Gr. 5. M 67 561. Dagobert Maile, Nürnberg, Adlerstr. 31. Aufspannvorrichtung für Zeichenbretter. 1. XII. 19.

Kl. 80 d, Gr. 1. S 52 559. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Verfahren und Bohrer zur Erzielung eines Vorschubs für Gesteinsdrehbohrmaschinen. 17. III. 20.

Kl. 84 c, Gr. 2. F 39 093. Charles Ferrar, London; Vertreter: Patentanwalt E. W. Hopkins, Berlin SW. 11. Vorrichtung zum Einpressen von Mörtel oder Betonmassen in Grundmauerwerk, Untermauerungen und ähnliche Baukörper durch Preßluft. 29.VI. 14. Großbritannische Priorität vom 2.VII.13.

Kl. 84 c, Gr. 2. G 37 286. Alexander Gibb, St. Martins Abbey, Perthshire, Thomas Graham Menzies, Ferry Craig, North Queensferry, Fifeshire und Robert Chalmers, Rhufaada, Newport, Fifeshire, Nordengland; Vertreter: Patentanwalt E. W. Hopkins, Berlin SW. 11. Vorrichtung zum Herausziehen von Pfählen u. dgl.; Zusatz zur Anmeldung G 35 878. 12. VIII. 12. Großbritannische Priorität vom 3. VI. 12.

Kl. 84 c, Gr. 2. St 31 532. Willem Joseph Steup, Utrecht; Vertreter: Patentanwalt Lucian Gottscho, Berlin W. 8. Grundschwelle mit verbreitertem Fuß aus Beton für aufgehendes Mauerwerk. 19. X. 18. Holländische Priorität vom 24. XI. 17.

Kl. 84 c, Gr. 4. W 52 398. Karl Weber, Ulm a. D., Thränstr. 29. Pulverramme mit einem Rammbärkolben in einem auf dem Pfahl aufgesetzten Treibzylinder. 11. IV. 19.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 68 530. Richard Kleber, Teplitz-Schönau; Vertreter: Patentanwälte C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner und Dr.-Ing. G. Breitung, Berlin SW. 61. Antrieb von um einen kugelförmigen Zapfen drehbaren Fahrgestellen für Fahrzeuge aller Art, insbesondere Bagger. 2. IV. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 20. September 1920.

Kl. 5 c, Gr. 4. H 77 037. Oskar von Horstig, Saarbrücken, Karcherstraße 10. Nachgiebiger Grubenstempel nach dem Patent 301 302; Zusatz zum Patent 301 302. 13. V. 19.

Kl. 80 a, Gr. 29. H 76 611. Hermann Horras und Friedrich Brettschneider, Reitz, Mähren; Vertreter: Patentanwalt Georg Hirschfeld, Berlin SW. 68. Verfahren und Form zum Pressen von Formsteinen aus plastischen Massen, insbesondere Schamotte. 28. III. 19.

Kl. 90 a, Gr. 46. H 77 348. Hermann Horras und Friedrich Brettschneider, Reitz, Mähren; Vertreter: Patentanwalt Georg Hirschfeld, Berlin SW. 68. Form zum Pressen von Formsteinen aus plastischen Massen, insbesondere Schamotte; Zusatz zur Anmeldung H 76 611. 16. VI. 19.

Kl. 80 b, Gr. 8. F 38 513. Walter Rudolph Just, Freiberg i. Sa. Verfahren zur Herstellung feuerfester Gegenstände, wie Muffeln, Tiegel, Ofenauskleidungen, Widerstände, Bauteile u. dgl. 23. III. 14.

Kl. 84 c, Gr. 3. W 52 640. August Wolfsholz Preßzementbau Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zur Ausführung von Arbeiten an Mauerwerk, das auf der einen Seite unter Wasserdruck steht. 19. V. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. September 1920.

Kl. 19 e, Gr. 1. R 39 324. Wilhelm Riese, Düsseldorf-Grafenberg, Vautierstr. 78. Trockeneimerkettenbagger zur Herstellung von Gräben mit senkrechten Seitenwänden. 27. XI. 13.

Kl. 80 a, Gr. 33. P 37 324. Antoine Porri, Bône, Algier; Vertreter: Patentanwalt E. Lamberts, Berlin SW. 61. Maschine zur Herstellung von Rohren aus armiertem Beton. 4. I. 19. Französische Priorität vom 27. X. 16.

Kl. 84 a, Gr. 3. S 50 146. August Seboldt, Schleuse „Große Tränke" bei Fürstenwalde. Tor für Wasserläufe zu Schiffahrts- und Stauzwecken. 10. V. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. September 1920.

Kl. 5 d, Gr. 5. A 31 829. Theodor Wilhelm Achtnichts, Czerwionka bei Rybnik, O. S. Bremsbergfördereinrichtung mit unter- oder überlaufendem Gegengewicht. 27. V. 19.

Kl. 5 d, Gr. 9. St 32 488. Stephan, Fröhlich & Knüpfel, Beuthen O. S. Spülversatzrohr. 13. X. 19.

Kl. 34 c, Gr. 6. S 51 993. Georg Söllner, Würzburg, Adelgundestraße 10. Parkettboden-Späner. 12. I. 20.

Kl. 35 b, Gr. 1. L 49 724. Heinrich Lübbe, Berlin, Neanderstr. 3/4. Transportvorrichtung für Schienenfahrzeuge. 21. I. 20.

Kl. 37 b, Gr. 5. P 39 730. Emil Pfeiffer, Stuttgart, Hasenbergsteige Nr. 35. Holzverbindungsmittel in der Form eines U-förmig gebogenen Bandeisens. 12. XI. 19.

Kl. 37 f, Gr. 7. St 32 682. Heinrich Stähler, Fabrik für Dampfkessel und Eisenkonstruktionen, und Heinrich Scheib, Weidenau a. d. Sieg. Hochofengerüst. 15. XII. 19.

Kl. 80 a, Gr. 33. V 14 289. Josef van Vaß, Kötzschenbroda. Verfahren zur Herstellung von Körpern kreisrunden Querschnitts, wie Rohre aus Beton und anderen bildsamen Massen. 13. VIII. 18.

Kl. 84 c, Gr. 2. J 19 205. Hermann Jäckel, Reisholz bei Düsseldorf. Vorrichtung zum Herstellen von Löchern in Erd- und Steinschichten. 27. II. 19.

B. Erteilte Patente:

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 20. September 1920.

Kl. 20 i, Gr. 27. 328 583. Martin Jagim, Kiel, Jägersberg 3. Selbsttätig wirkende Vorrichtung zum Anzeigen der Haltestellen bei Eisenbahnen u. dgl. 22. II. 19. J 19 192.

Kl. 35 b, Gr. 4. Maschinenbau-Akt.-Ges. vorm. Beck & Henkel, Cassel. Elektrisch betriebener Eisenbahndrehkran. 10.IV.20. M 68 916.

Kl. 37 b, Gr. 3. 328 464. Ferdinand Kalweit, Berlin-Wilmersdorf, Holsteinische Straße 55. Hohlstütze oder Hohlträger. 5. IV. 19. K 68 562.

Kl. 37 f, Gr. 3. 328 442. Carl Brandt, Unternehmung für Beton-, Eisenbeton-, Hoch- und Tiefbau, Bremen. Aus einem äußeren und einem inneren Behälter bestehender Beton- oder Eisenbetonbehälter zur Aufnahme von Öl und ähnlichen Flüssigkeiten. 20. VI. 17. B 84 048.

Kl. 49 b, Gr. 11. 328 474. Walter Ciliax, Wetter, Ruhr, Tieferweg 1a. Schere zum Schneiden von Blech, Band- und Profileisen. 2. VII. 19. C 28 158.

Kl. 80 a, Gr. 13. 328 568. Kell & Löser, Leipzig. Mauersteinschlagmaschine. 11. VII. 19. K 69 467.

Kl. 80 a, Gr. 45. 328 569. Gustav de Bruyn, Köln-Ehrenfeld, Overbeckstraße 51. Verfahren zum Formen und Trocknen von Lehmplatten. 26. V. 18. B 86 444.

Kl. 80 a, Gr. 46. 328 506. Dr. Caspary & Co., Markranstädt bei Leipzig. Füllrahmen für Kunststeinformen. 21. XII. 19. G 49 898.

Kl. 85 e, Gr. 9. 328 324. Michelbacher Hütte, A. Passavant, Michelbach, Nassau. Vorrichtung zum Entfernen der aus den Abwässern eines Sinkkastens ausgeschiedenen Schwimm- und Schwebestoffe; Zusatz zum Patent 290 623. 16. VII. 19. M 66 195.

Kl. 85 e, Gr. 10. 328 570. Johannes Hörnemann, Essen-Borbeck, Borbecker Straße 21. Schachtabdeckung. 12. VII. 19. H 77 641.

Kl. 85 e, Gr. 12. 328 325. Paul Hennig, Ingolstadt, Laboratoriumstraße 71. Geruchverschluß für Wasserableitungsrohre. 25. X. 19. H 78 772.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. September 1920.

Kl. 5 a, Gr. 4. 328 695. Wilhelm Zimmermann, Erkelenz, Rhld. Bremsscheibe für Tiefbohrbetriebe. 28. XII. 17. Z 10 249.

Kl. 5 c, Gr. 2. 328 635. Gustav Gloßmann, Beuthen O. S. Verfahren zum Ablenken der Gefrierrohre von einer Schachtwand aus eisernen Auskleidungsplatten mit lotrechten Führungsrohren. 4. VII. 16. G 44 172.

Kl. 5 d, Gr. 9. 328 814. W. Weber & Co., Gesellschaft für Bergbau, Industrie und Bahnbau, Wiesbaden. Spülversatzrohr-Formstück. 4. V. 20. W 55 140.

Kl. 19 d, Gr. 1. 328 763. Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde, Zehlendorfer Str. 19. Verfahren zur Entlastung bestehender Eisenbahngewölbe. 7. IX. 19. Sch 56 143.

Kl. 37 a, Gr. 4. 328 771. Christian Bayer, Frankfurt a. M., Sindlinger Str. 20. Hohlwand aus Platten und Hohlsteinen für Verstärkungspfeiler. 2. V. 18. B 86 256.

Kl. 37 b, Gr. 1. 328 609. Friedrich Amme, Mailand; Vertreter: Patentanwälte C. Arndt und Dr.-Ing. Bock, Braunschweig. Formstein für Behälterwände. 13. IV. 18. A 30 425.

Kl. 37 b, Gr. 2. 328 650. Wilhelm Bauer, Höchst a. M., Mittelweg 14. Aus einer ebenen Furnierplatte gebogener Deckenhohlkörper von annähernd rechteckiger Querschnittsform. 16. IV. 19. B 89 177.

Kl. 85 a, Gr. 7. 328 860. Albert Braedt, Leipzig-Eutritzsch, Heinickestr. 9. Verfahren zur Herstellung von Mitteln zur Enteisenung, Entmanganung, Entfärbung und Klärung von Wasser. 5. IX. 18. B 87 275.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Wahl und Aufgaben der Betriebsräte, der Arbeiterräte und der Angestelltenräte sowie der Betriebsobleute. Gemeinverständliche Erläuterung des Betriebsrätegesetzes und seiner Wahlordnung von Dr. Hermann Schulz, Geheimer Regierungsrat. Zweite, verbesserte und erweiterte Auflage. Verlag von Julius Springer, Berlin 1920, VI u. 194 S. 11 M.

Das Betriebsrätegesetz vom 4. Februar 1920 bildet einen wichtigen Markstein des neueren Sozialrechts. Einen Markstein insofern, als die bisherige Entwicklung des Arbeitsrechts durch den Niederschlag des Rätegedankens im Recht einen gewissen Abschluß gefunden hat, anderseits aber arbeitsrechtliches Neuland dadurch erschlossen wurde, daß der alte sozialpolitische Gedanke des Schutzes der wirtschaftlich Schwächeren mit dem neuen Gedanken der bewußten Mitarbeit der Arbeitnehmer in der Erfüllung des Betriebszweckes in einem Gesetz vereinigt wurden. Da es sich um Neuland handelt, ist die Zahl der angebotenen Führer nicht gering und die Auswahl nicht immer leicht, weil ein großer Teil von parteipolitischer Feder verfaßt, das Hauptgewicht auf die Unterstreichung des Rätegedankens als Mittel zur Diktatur des Proletariats oder auf die Betonung des Schutzmoments legt, dabei aber die Erfüllung des Betriebszweckes als Quelle der Produktivität und der Verteilung mehr oder weniger nebensächlich behandelt.

Frei von dieser Einseitigkeit kann als einer der neuesten und besten Führer im arbeitsrechtlichen Neuland auch wieder die nunmehr in zweiter verbesserter und erweiterter Auflage zur Besprechung vorliegende gemeinverständliche Erläuterung des Betriebsrätegesetzes und seiner Wahlordnung von Geheimrat Dr. Hermann Schulz empfohlen werden.

Der Verfasser beschränkt sich nicht auf eine trockene Kommentierung der einzelnen Paragraphen des Betriebsrätegesetzes und der Wahlordnung nach lediglich formaljuristischen Gesichtspunkten, sondern hält seine Erläuterungen in durchaus allgemeinverständlichem, auf die Bedürfnisse der nichtrechtskundigen Praxis zugeschnittenen Ton. In der Einleitung sind besonders wichtige Begriffe und Gegenstände, wie der Begriff der Arbeitnehmer, Arbeiter und Angestellten, die Aufgaben des Betriebsrats, der Gruppenräte, des Betriebsobmanns, die Geschäftsführung und Kosten der Betriebsvertretungen und anderes mehr vorausgenommen, so daß eine rasche Orientierung über die Materie des Betriebsrätegesetzes außerordentlich erleichtert wird. In gleicher Weise schickt der Verfasser auch das Wichtigste über die Wahl der Betriebsvertretungen voraus, ehe er auf die Erläuterung der einzelnen Paragraphen der Wahlordnung selbst eingeht. Ein kurzer Abriß orientiert endlich über den Ursprung der Rätebewegung, die Vorläufer der Betriebsräte in Deutschland und den Geltungsbereich des Betriebsrätegesetzes sowie die einzelnen Betriebsvertretungen.

Die Hauptteile des Werkes bilden natürlich der Text des Betriebsrätegesetzes und der Wahlordnung mit den reichen, in der vorliegenden Auflage noch erweiterten Erläuterungen des Verfassers zu den einzelnen Paragraphen. Nicht nur durch ein ausführliches Sachregister am Ende des Werkes ist der Verfasser bestrebt gewesen, den Gebrauch des Leitfadens möglichst übersichtlich zu gestalten. Vielmehr wird durch die kurzen Überschriften, welche den Inhalt jedes Paragraphen ohne weiteres treffend erkennen lassen (z. B. Betriebsratsmitglieder im Aufsichtsrat), sowie durch die fettgedruckten Stichworte vor jeder Erläuterung die Benutzung als Nachschlagewerk außerordentlich erleichtert. Vielfache Hinweise auf andere Paragraphen bewahren vor unrichtiger Auslegung eines Paragraphen in besonderen Fällen, vor Arbeitsstreitigkeiten oder gar Geld- und Freiheitsstrafen. Die Durchführung der Wahl wird durch Beigabe weiterer amtlich nicht veröffentlichter Beispiele sehr erleichtert, da ja in der Praxis nicht jede Vorschlagsliste andere Bewerber nennt, sondern einzelne Bewerber gleichzeitig auf verschiedenen Listen benannt sein können, anderseits praktisch weniger komplizierte Verhältnisse vorliegen können, als im amtlichen Beispiel angenommen.

Das Werk ist in der neuen Auflage durch Hinzufügung der Wahlordnung für den besonderen Betriebsrat der Hausgewerbetreibenden vom 21. 4. 20 wieder vermehrt worden. Endlich enthält das Buch die Ausführungsbestimmungen über Wiedereinsetzung in den vorigen Stand bei Fristversäumnis (§ 90 Betriebsrätegesetz). Durch zwei wichtige Nachtragsanmerkungen am Ende des Werkes ist der Verfasser bemüht, irgendwelche neue ihm zur Kenntnis gekommene Zweifel über die Auslegung einzelner Punkte sofort zu beseitigen und Rat zu erteilen.

In altbekannter Weise hat auch der Verlag von Julius Springer für guten und übersichtlichen Druck auf gutem Papier gesorgt, so daß sich auch die neue Auflage infolge ihres angemessenen Preises, handlichen Formats und guter Ausstattung zahlreiche Freunde erwerben wird.

Dipl.-Ing. C. R. Kohl.

J. Bormann, Die Einführung des Taylorsystems in laufende Betriebe. R. Lotties, Wien und Leipzig, 1920. 8 M + 20 vH.

Dies Buch bringt uns recht zum Bewußtsein, was das „Taylorsystem" innerhalb des allgemeinen Rahmens der Betriebswissenschaft bedeutet: die Entwicklungsmöglichkeiten mehrerer Jahrzehnte zusammengedrängt in einen gewaltigen Ruck, der einem industriellen Werk binnen ein paar Jahren ein ganz neues Gesicht und eine verdoppelte Leistungsfähigkeit nach jeder Richtung zu verschaffen vermag. Wollen wir an unserem Teil diesen Fortschritt verwirklichen, so ist nach Erkenntnis des Zieles am wichtigsten die Frage des praktischen Überganges zur neuen Arbeitsweise. Diese Frage war bisher nicht eigens behandelt, und so füllt das Werk eine wesentliche Lücke der Taylorliteratur. Es ist keine Übersetzung, sondern eine selbständige deutsche Arbeit auf gründlicher Sachkenntnis und reicher Erfahrung. Es betont den Zusammenhang der Einzel-Taylorisierung mit den Fragen der allgemeinen Industrieorganisation (Normung, Typung, Sonderung), die vorgängigen Fragen der Geschäftspolitik, beleuchtet Vorteile und Schattenseiten, Schwierigkeiten und Kosten der Einführung. Die verschiedene Wahl des Organisators ist gründlich behandelt, auch die Einrichtung und allmähliche Vergrößerung seines Büros, das als neue bescheiden beginnende und rasch wachsende Macht mitten in den Betrieb hineingesetzt wird, sowie die psychologischen Gesichtspunkte für seinen Erfolg. Bormann läßt unter wohlgeordneter Mitwirkung sämtlicher Werkangehörigen einen „Organisationsplan" zusammenstellen, der die so schwierig scheinende Übersicht über die ganzen Umstellungen ermöglicht; er legt großen Wert auf die Betriebsinventur als Ausgang, gibt die richtigen Gesichtspunkte für die Umordnung des Betriebsgrundrisses, erzieht von vornherein eine Reihe von Vorarbeitern als Vertreter der Funktionsmeister, gibt also auch für den Kenner viele neue Anregungen. Daß manches noch Problematische nur kurz berührt, aber das sicher Erreichbare gut zusammengefügt ist, darin liegt der praktische Wert des Werkes. Es ist sachlich sehr straff zusammengefaßt, wahrt aber im Stil eine gewisse Gemütlichkeit und ist deshalb auch für mittelbar Interessierte, Aufsichtsräte u. dergl. sehr angenehm zu lesen. Der Verlag, dessen Taylorzeitschrift schon die Erwartungen gespannt hatte, hat seiner Taylorbücherei hiermit einen sehr beachtenswerten Anfang gegeben.

Dr.-Ing. Max Mayer.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 3737.

1. Jahrgang | 15. Dezember 1920 | Nr. 5

DIE NORMUNG IM BAUWESEN.

Von Professor Dr.-Ing. Gehler, Dresden.

1. Die Normung im Rahmen des Wiederaufbaues unserer Wirtschaft.

Die „Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen", die zur Vertiefung der Bauingenieurwissenschaft und zum Zusammenschluß der deutschen Berufsgenossen dieses Fachgebietes in der Not unserer Zeit begründet wurde, hat sich zur Aufgabe gestellt, nicht nur die Technik, sondern auch die Wirtschaft zu pflegen. Beide Gebiete werden von der Normung im Bauwesen berührt.

Das Gebäude unserer deutschen Wirtschaft, der einst so stolze und mächtige Bau der Bismarck'schen Glanzzeit, ist durch den Weltkrieg und seine Folgen teils zusammengebrochen, teils in seinen Grundfesten erschüttert. Der Mangel an Rohstoffen, vor allem an Kohle und Eisen, die hohen Löhne, die erdrückende Steigerung der öffentlichen Lasten, die Zerstörung unseres Außenhandels, alle diese verhängnisvollen Folgen des Weltkrieges wirken noch so lange, als der Wirtschaftskrieg unserer bisherigen Gegner mit rücksichtslosem Vernichtungswillen geführt wird. Diese Kriegsfolgen bilden auch die Grundbedingungen für die Aufgabe des Wiederaufbaues unserer Wirtschaft. Dem Erdbeben gleich erschüttern aber außerdem den Boden die Umsturzbewegungen ideologischer Schwärmer und Fanatiker, die eine glücklichere Zukunft der Menschheit erst nach Vernichtung auch der letzten Grundmauern unserer Wirtschaft erhoffen und sich und die Massen durch Worte an dem Traumgebilde eines neuen Wirtschaftsgebäudes berauschen. Weit schwerer als andere Völker treffen unser plötzlich verarmtes und teilweise krankes deutsches Volk solche Erdbebenwellen, wie sie z. B. jetzt gerade wieder als Gedanken kommunistischer Weltbeglückung vom Osten Europas gen Westen rollen. Wie sich einst die Schichten der Erde durch innere Kräfte formten, deren Spannungen sich an der Oberfläche in Verschiebungen und Verwerfungen auslösten, so vollziehen sich vor unseren Augen nach der politischen Umwälzung die sozialen und wirtschaftlichen Erschütterungen. Die unteren Schichten drängen empor. Eine neue Gleichgewichtslage muß sich einstellen. Die Frage an das Schicksal ist nun: Was wird noch von den Trümmern unseres deutschen Wirtschaftsgebäudes auf diesem dauernd erschütterten Boden übrig bleiben, wenn immer neue Streiks ausbrechen und immer neue machtlüsterne Eingriffe in das Räderwerk unseres Wirtschaftsgetriebes erfolgen? Zur Beschwörung solcher Erschütterungen muß mit allen Mitteln der Wirklichkeitssinn nüchterner kühler Vernunft, der gesunde Trieb der Selbsterhaltung unseres Volkes im Vergleich mit anderen glücklicheren Völkern wachgerufen werden, damit wir uns auf uns selbst und die Wirklichkeit besinnen, endlich einmal zur Ruhe kommen und die einzigen sachlichen Rettungsmittel für unsere Wirtschaft in unserer trostlosen Lage erkennen.

Diese Mittel sind, wie auch die jüngste verdienstvolle Denkschrift des Reichswirtschaftsministers „Über die Maßnahmen zur Hebung der Wirtschaftlichkeit in Gewerbe und Industrie" klar betont, die Einstellung des deutschen Schaffens auf Veredelungs- und Wert- (Qualitäts-) Arbeit und der Ausgleich der hohen Rohstoffpreise, Löhne und öffentlichen Lasten durch Verminderung der sonstigen Erzeugungskosten[1]).

Die Wertarbeit überwindet Handelswiderstände, sie ermöglicht es, trotz des Rohstoffmangels eine große Anzahl von Arbeitskräften zu beschäftigen und damit der Auswanderung vorzubeugen, sie entspricht endlich den Eigenheiten des deutschen Wesens, insbesondere der Anpassungsfähigkeit, Gründlichkeit und Geschicklichkeit des deutschen Arbeiters. Während bei der steigenden Industriealisierung aller Völker der Erde die minderwertigeren Erzeugnisse künftig fast allerwärts im eigenen Lande hergestellt werden können, steigt gerade mit der erhöhten Kaufkraft und verbesserten Lebenshaltung der Völker die Nachfrage nach hochwertigen Waren, so daß dauernder Absatz im Auslande für die deutsche Wertarbeit gewährleistet zu sein scheint. Hat man England einmal die „Werkstatt der Welt" genannt, so müßte Deutschland, wie W. Hellmich sagt, danach trachten, die „Veredelungswerkstatt der Welt" zu werden.

Aber auch die deutsche Qualitätsware kann nur abgesetzt werden, wenn sie mit derjenigen anderer Länder den Wettbewerb im Preise aufnehmen kann. Durch den Krieg und die Revolution haben sich aber die Gestehungskosten unserer Waren gegenüber anderen Wettbewerbern und im Vergleich zu früher so ungünstig verschoben, daß wir unter Beibehaltung aller sonstigen Vorbedingungen nur dann ausführen können, wenn unsere Valuta unbegründet tief steht. Sobald sie, vor allem durch den Absatz im Auslande, steigt, wird die Ausfuhr selbsttätig abgedrosselt. So vollzieht sich ein teuflisches Regulatorspiel, dessen Steuerleute die ausländischen Beherrscher des Geldmarktes sind. Da die Herabsetzung der Rohstoffpreise, Löhne und öffentlichen Lasten kaum zu erhoffen ist, so bleibt als letztes Rettungsmittel, das wir selbst in der Hand haben, nur die Herabsetzung der Gestehungskosten. Um dieses Ziel zu erreichen, müssen die alten guten Eigenschaften unseres von Natur aus fleißigen und intelligenten Volkes wieder geweckt werden, und zwar die Arbeitsfreudigkeit, das Verantwortungsgefühl eines jeden Einzelnen und die Neigung zur geistigen Durchdringung der Aufgaben. Diese geistige Erfassung und Durchdringung der Aufgaben führt zur systematischen Gliederung des ganzen Arbeitsgebietes.

Außer der Verminderung der sogenannten allgemeinen Gestehungskosten, insbesondere der Verwaltungs- und Vertriebskosten, muß zunächst eine Verbilligung der eigentlichen Fertigung angestrebt werden, und zwar

A. durch arbeitsparende Betriebsführung, höchstmögliche Vervollkommnung aller Fertigungseinrichtungen und Verfahren, vollkommenste Betriebsorganisation und Auswahl der Arbeitskräfte auf Grund bester Eignung;

B. durch weitestgehende Reihen- und Massenfertigung, d. h. durch Herstellung möglichst großer Mengen gleicher Gegenstände und deren Teile auf einmal. Hierzu dienen

[1]) Vergl. auch W. Hellmich, Die wissenschaftlichen Arbeiten des Vereins deutscher Ingenieure und ihre Bedeutung für den Wiederaufbau der deutschen Wirtschaft, Berlin 1920 (Verlag des Vereins deutscher Ingenieure).

die Normung, die Typung und die Sonderung (Spezialisierung).

1. Die Normung oder Vereinheitlichung ist die übereinstimmende Gestaltung bisher verschiedenartiger Einzelteile. In der Regel handelt es sich hierbei um greifbare Gegenstände der Fertigung. Die Vereinheitlichung ist aber bereits weiter ausgedehnt worden, z. B. auf die Normalzahlenreihe, auf die Sinnfälligkeit der Bewegungen bei Werkzeugmaschinen und auf die Lieferungsbedingungen bei Eisenbauten.

2. Die Typung ist eine Auslese durch Beschränkung der bisher allzu großen Zahl verschiedener Muster und Modelle auf die unbedingt notwendigen, allen berechtigten Anforderungen genügenden, auf die sogenannten „typischen Ausführungsformen". Die Festlegung kann sich hierbei häufig auf gewisse Hauptdaten beschränken (z. B. Umdrehungszahlen, Hauptabmessungen, sogenannte „Anschlußmaße"), im übrigen aber freie Gestaltung der Formen zulassen. Hierbei ist immer das Ziel, möglichst große Mengen ein und desselben gleichen Gegenstandes zu fertigen und gegebenenfalls auf Lager zu arbeiten. Ein Typ wird vielfach genormte Einzelteile enthalten. Erst wenn jeder Einzelteil eines Erzeugnisses genormt und auch die Zusammenfügung festgelegt wäre, würde ein fester, starrer Typ entstehen.

3. Die Sonderung (Spezialisierung) ist die Einstellung jeder Fabrik auf diejenigen Erzeugnisse, die sie mit ihren Mitteln am wirtschaftlichsten herstellen und deren Fertigung sie bis zur höchsten Stufe vervollkommnen kann. Die Zahl der Arbeitspläne der Fabrik verringert sich hierdurch. Die Aufträge auf ein bestimmtes Erzeugnis zersplittern sich nicht mehr auf viele Fabriken und die Herstellungsmengen der Sondererzeugnisse des einzelnen Werkes werden erhöht.

Die unter A. genannten Mittel der arbeitsparenden Betriebsführung können besonders im Bauwesen nur durch gemeinsames Zusammenarbeiten von Arbeiterschaft und Unternehmer ausgebildet werden. Solange jedoch die gegenwärtige starke Spannung zwischen beiden Lagern besteht, ist hier nur auf einzelnen Teilgebieten ein Erfolg zu erzielen.

Die unter B. genannten Mittel beziehen sich weniger auf die Wirtschaftssubjekte als auf die Wirtschaftserzeugnisse und deren Auswahl, sind also mehr Sache der Betriebsleitung allein und können daher auch schon in unserer Zeit politischer Hochspannung erforscht und planmäßig ausgebildet werden.

Alle diese neuen betriebswissenschaftlichen Aufgaben werden von den beiden großen Organisationen bearbeitet, die im „Verein Deutscher Ingenieure" ihre Heimstätte gefunden haben, dem „Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung" (AwF) und dem „Normenausshuß der Deutschen Industrie" (NDI). Der AwF hat die Aufgabe der zusammenfassenden wissenschaftlichen Behandlung aller in das Gebiet der wirtschaftlichen Fertigung fallenden Fragen, also Verbilligung der eigentlichen Fertigung und Verminderung der sonstigen Gestehungskosten. Die Ergebnisse dieser Erforschung der Arbeitsmittel und Arbeitsvorgänge werden künftig in einzelnen „Betriebsmerkblättern" herausgegeben werden. Die Rationalisierungsmaßnahmen der Normung, Typung und Sonderung bearbeitet der AwF nur soweit, als es sich um deren wirtschaftliche Bedeutung im Zusammenhang mit anderen Maßnahmen handelt. Die Stätte der eigentlichen Normungsarbeit dagegen ist der „Normenausschuß der deutschen Industrie" (NDI). In wenigen Jahren ist hier die Grundlage zu einer Gemeinschaftsarbeit größten Stiles geschaffen worden, die in der Geschichte der Technik einzig dasteht.

Die zahlreichen Ausschüsse des NDI bearbeiten das Gebiet der reinen Normung, also der Vereinheitlichung, sowie auch zum Teil wenigstens das Gebiet der Typung, also der unter B. geschilderten Auslese, während die Sonderung (Spezialisierung) dem „Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung" überlassen bleibt und hauptsächlich nur durch die Arbeit der wirtschaftlichen Fachverbände gelöst werden kann.

Die Anpassung an normale Einheitsformen und die Auslese des zweckmäßigsten Types bildet eine Veredelungsarbeit für das Gemeinwohl, bei der so häufig manche menschliche Schwächen überwunden werden müssen. Auf diesem Gebiete der Normung und der Typung wird hier in aller Stille von deutschen Ingenieuren ein großes Werk getan. Die Grundsteine werden gelegt zum Aufbau unserer Wirtschaft, heute noch umbraust von leidenschaftlichen Stürmen in der Dämmerung einer neuen Zeit. Möge endlich einmal die Sonne äußeren und innerenFriedens erwachen und unter ihren Strahlen der Neubau unserer Wirtschaft emporwachsen nach den Plänen, die wir heute nur in großen Zügen ahnend kennzeichnen können.

(Schluß folgt.)

BAUGRUNDBELASTUNG.

Von Baurat Karl Bernhard, Berlin.

Im Zusammenhang mit der Normalisierung in der deutschen Industrie stehen auch die Bestrebungen der Vereinheitlichung der baupolizeilichen Bestimmungen. Die Verschiedenheit der statischen Grundlagen haben zu Unzuträglichkeiten geführt und manche wirtschaftliche Nachteile gezeitigt, deren Vermeidung die Not der Zeit gebietet. Zweck dieser Zeilen ist, dahin zu wirken, daß auch die Bemessung der Baugrundbelastung in etwas klarere und festere Grenzen gefaßt wird. Weder ein Zuviel noch ein Zuwenig kann sparsames Bauen ertragen; ersteres verbilligt den Bau, verteuert aber die Unterhaltung, letzteres wirkt umgekehrt. Die Schwierigkeit der Aufgabe liegt in der Natur der Sache, besonders in der rechtzeitigen Erwerbung der Kenntnis von der Bodenbeschaffenheit. Hier muß mit mehr Gründlichkeit vorgegangen werden, die sonst doch noch deutsche Wissenschaft und Technik kennzeichnet.

Statische und grundbautechnische, theoretische und praktische Gesichtspunkte stehen bei der richtigen Bemessung der Baugrundbelastung in engerem Zusammenhang als auf irgend einem anderen Gebiete des Bauwesens. Vielleicht ist das der Grund, weshalb in dieser Richtung bisher dem freien Ermessen des Bauingenieurs ein weiter Spielraum gegeben worden ist. Das führt auch bei Behandlung der Fragen durch den Bauingenieur sicher zu guten und wirtschaftlichen Ergebnissen, da er in der Regel durch Studium und Praxis den statischen und geologischen Verhältnissen, das heißt dem Wie und Wo er seine Kräfte an den Untergrund abgibt, mehr Wissen und Interesse entgegenbringt. Im Hochbau und Industriebau dagegen, namentlich bei Privatanlagen, herrscht meist der Architekt und der Maschineningenieur, und hier erscheint die Regelung besonders von Wichtigkeit. Nach unzähligen Fällen meiner langjährigen Gutachter- und Beratertätigkeit zu urteilen, wird hier leider viel zu viel wirtschaftlich gesündigt, mit viel zu wenig Sorgfalt und Sachkenntnis verfahren. Natürlich handelt es sich gewöhnlich nur um die von der Regel abweichenden Baugrundverhältnisse. Entweder ist die Vorsicht zu gering oder die Angst zu groß. Es fehlt die Sicherheit in der Beurteilung des Zulässigen. Deshalb muß durch eingehendere Vorschriften eine sichere Grundlage geschaffen werden.

Bereits 1907 habe ich im „Zentralblatt der Bauverwaltung" auf Grund einiger Erfahrungen die Frage der Baugrundbelastung eingehender erörtert und auch auf die Verschiedenartigkeit der damals bestehenden amtlichen Vorschriften hin-

gewiesen, auf die Einwirkung exzentrischer Belastung des Sandbodens aufmerksam gemacht und vor allem die Zulässigkeit hoher Bodenpressung nachgewiesen, falls der Baugrund tief liegt, also durch darüber liegende Erdschichten zusammengepreßt ist. Daß der Bauingenieur vielfach auf diesem Gebiete den Weg der Belastungsproben, wie sie beim Bau der Berliner Stadtbahn stattgefunden haben (vgl. „Zeitschrift für Bauwesen" 1884) und durch mich bei Pfählen, bei Kastengründung und bei Gründungen mittels Eisenbetonplatten auf geschüttetem Erdreich im Jahre 1901, ist dort hingewiesen. Die dabei aufgestellten Gesichtspunkte für die Gründung auf Sandboden können noch heute aufrecht erhalten bleiben; sie sind wohl theoretisch beachtet worden, aber nicht in den Vorschriften über die zulässige Baugrundbelastung genügend berücksichtigt. Sie mögen hier deshalb nochmals kurz angegeben werden.

1. Es ist auf eine der wirklichen Benutzungsart entsprechende gleichmäßige Verteilung der Lasten hinzuwirken.

2. Bei verschiedener Höhenlage des Baugrundes erforderliche verschiedene Gründungsarten eines Bauwerks sind dann unbedenklich; auch sind höhere Bodenpressungen zulässig, namentlich wenn das durch Versuchsbelastungen für möglichst große, der beabsichtigten Ausführung entsprechende Grundflächen nachgewiesen wird.

3. Falls keine Versuche angestellt werden, sind für Sand 2,5 kg/qcm + Pressung infolge der bislang über der Bausohle lagernden Bodenlasten zulässig; für scharfen und kiesigen Sand können 3 kg/qcm + der vorhandenen Pressung zugelassen werden. (Hierbei würde ich bei festgelagertem gröberem Kiese bis Erbsengröße statt 3 kg/qcm 4 kg/qcm setzen.)

4. Unter Grundwasser ist bei Kastengründung auf achsrechte Belastung jedes einzelnen Kastens hinzuwirken.

5. Bei Pfahlgründung ist die Berechnung der Tragfähigkeit nach Rammformeln unsicher. Belastungsversuche gestatten eine sicherere Ausnutzung.

6. Gewisse Bauwerke lassen sich durch Eisenbetonplatten auf sonst als nicht tragfähig anzusehenden Bodenarten vorteilhaft gründen. Bei abgelagertem geschütteten Boden würde ich nicht empfehlen dann über 1 kg/qcm, bei feinem Sandboden über 1,5 kg/qcm Bodenpressung hinauszugehen.

Empfehlen möchte ich hier wiederholt, daß der Bauingenieur mit erhöhtem Interesse diesen Regeln seine Aufmerksamkeit zuwende und sie durch weitere Versuche ergänze und verbessere.

Durch Dr. Mertens wird in seiner Schrift über „Technische Baupolizeibestimmungen" vorgeführt, daß die zulässigen Pressungen des Baugrundes in 25 Städten auf 2,5 kg/qcm, in einer Stadt 3 bis 4 kg/qcm in einer anderen 2,5 bis 3 kg/qcm und in vier anderen 2,5 bis 5 kg/qcm angegeben werden, ohne zu sagen, welche Bedingungen erfüllt sein müssen, wenn man mit einer höheren Pressung rechnen will. In den alten preußischen und in den jüngst erneuerten Bestimmungen ist die zulässige Belastung des Baugrundes mit 3 bis 4 kg/qcm angegeben und dabei bemerkt, daß die nur ausnahmsweise zulässige Wahl höherer Beanspruchung besonders zu begründen sei. Man sieht: große Fortschritte in der Vereinheitlichung und in der genaueren Festlegung dieser wichtigen Frage sind bisher nicht gemacht. Und es ist aus wirtschaftlichen Gründen der Mühe wert, ihr jetzt auf den Leib zu rücken.

Meines Erachtens lassen sich die Baugrundverhältnisse bei näherer Angabe der Lagerung der Schichten, der Tiefenverhältnisse der tragenden Schichten unter Erdoberfläche, der Grundwasserverhältnisse (Höchst- und Kleinststand) so festlegen, daß für jede Sandbodenart, etwa wie oben unter 3. unterschieden, die zulässige Belastung mit geringem Spielraum bestimmt werden kann, wobei die Art der Berechnung der größten Bodenpressung für die Wahl der oberen oder unteren Grenze des Spielraumes die Voraussetzung abgibt. Bei nicht achsrechten (exzentrischen) Belastungen, welche einen Spannungsabfall an gegenüberliegenden Kanten des Baukörpers um mehr als 50 vH ergeben, ist eine geringere Höchstbelastung zu gestatten, als in den anderen Fällen, besonders als bei der achsrechten. Ferner ist die zulässige Belastung in Zusammenhang zu bringen mit der Art des Bauwerkes, mit den Folgeerscheinungen, den Rissebildungen infolge Stützensenkungen. Es sind in solchen Fällen die möglichen Stützensenkungen in Ansatz zu bringen und es ist anzustreben, sie durch Herabsetzung der Baugrundbelastungen zu ermäßigen. Das gilt also bei statisch unbestimmten Bauwerken, wie sie namentlich im Industriebau viel vorkommen. Liegt die Bausohle unter Wasser im Wechselgebiet des Grundwassers, so ist auch die Möglichkeit naheliegend, daß im Baugrund Bewegungen sowohl in senkrechtem als im seitlichen Sinne auftreten. (Von Brücken, ein unbestrittenes Gebiet des Bauingenieurs, soll hier nicht die Rede sein.) Bei Maschinenfundamenten aber ist das von solcher Wichtigkeit, um etwas näher darauf einzugehen. Hier wird durch die Maschineningenieure und Architekten oft gesündigt. Der meist aufgelöste Fundamentkörper muß selbst einseitigen Baugrundbelastungen gewachsen sein. Noch in jüngster Zeit hatte ich Dampfturbinenfundamente eines Großkraftwerkes zu begutachten, die einseitigen Bewegungen im Baugrunde gegenüber nicht widerstandsfähig genug waren. Die 20 000-KW-Maschinen standen auf stark bewehrten Eisenbetonplatten, welche auf Stampfbetonwangen von 1,5 m Stärke ohne weiteres gelagert waren ohne jegliche Rahmenversteifung. Durch letztere bzw. eine einheitliche Eisenbetonbauart wären ungleiche Sackungen und Belastungen des Baugrundes besser verarbeitet worden als bei der ausgeführten empfindlichen Bauart. Ein Umbau ist schwierig und kostet heute Hunderttausende. Die Erfahrungen mit Eisenbetonrahmengebilden bei mäßiger Baugrundbelastung beweisen in diesem Beispiel, daß bei schnellaufenden Dampfturbinen, welche nicht ohne Seitenkräfte dauernd im Betrieb bleiben können, der Zusammenhang zwischen Grundbau und Tragwerk nicht vernachlässigt werden darf. Also auch hierfür sind statische Grundlagen nötig.

Über nicht sandige Bodenarten, besonders über Felsgrund soll hier weiteres nicht ausgeführt werden.

Vielleicht nimmt die neubegründete Gesellschaft für Bauingenieurwesen sich der hier skizzierten, bislang stiefmütterlich behandelten, wichtigen Frage der Baugrundbelastung zum allgemeinen Nutzen und zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit unseres Bauwesens liebevoll an! —

GESCHÄFTLICHE MITTEILUNGEN DER GESELLSCHAFT.

Mitgliederliste nach dem Stande vom 20. November 1920.

Die Anzahl der Mitglieder der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" beträgt nach dem Stande vom 20. 11. 1920 insgesamt 234
hiervon gehörendem VDI an 85

Von den Mitgliedern sind:

Beamte	33
Hochschullehrer, einschl. Dozenten und Assistenten	55
Ingenieure der Privatindustrie	107
Zivilingenieure bzw. Unternehmer	39

Regierungsbaumeister M. Brandt, Geschäftsführer.

Vorstandsmitglieder:

1. Bilfinger, Bernhard, Reg.-Bmstr., Mannheim.
2. Blum, Otto, Prof. Dr.-Ing., Hannover.
3. Eiselen, Fr., Reg.-Bmstr., Bln.-Lichterfelde.
4. Fleck, Stadtbaurat, Dresden.
5. Gehler, W., Prof. Dr.-Ing., Dresden-A.
6. Giese, Prof. Dr.-Ing., Bln.-Charlottenburg.
7. Herrmann, Dir., Dr.-Ing., Gustavsburg.
8. Helbing, Baudirektor, Essen-Ruhr.
9. Hüser, Dr.-Ing. Alfred, Oberkassel.
10. Kemmann, Geh. Baurat, Dr.-Ing., Bln.-Grunewald.

11. Kreß, Reg.-Bmstr., Bln.-Charlottenburg.
12. Luft, Dipl.-Ing. W., Biebrich a. Rh.
13. Probst, Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe.
14. Schmick, Geh. Oberbaurat, Dr.-Ing., München.
15. Taaks, Geh. Baurat, Dr.-Ing., Hannover.
16. de Thierry, Geh. Baurat, Prof. Dr.-Ing., Bln.-Grunewald.
17. Wendemuth, Baudirektor, Hamburg.
18. Schaechterle, K. W., Reg.- u. Baurat, Dr.-Ing., Cannstatt.

Mitglieder:

19. Anselment, Otto, Dipl.-Ing., Karlsruhe.
20. Arndt, Martin Fr., Dr.-Ing., Halle.
21. Ammann, Otto, Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe.
22. Bilfinger, Paul, Baurat, Mannheim.
23. Bredtschneider, August, Stadtbaurat, Dr.-Ing., Bln.-Charlottenbg.
24. Boost, Hermann, Geh. Reg.-Rat, Prof., Bln.-Halensee.
25. Brix, Joseph, Geh. Reg.-Rat, Prof. Dr.-Ing., Bln.-Charlottenbg.
26. Becher, Heinrich, Ing., Bln.-Charlottenburg.
27. Bernhard, Karl, Baurat, Berlin.
28. Baer, Siegfried, Dipl.-Ing., Bln.-Charlottenburg.
29. Below, W., Regierungsbaumeister, Verden.
30. Barczynski, Franz, Obering., Hamburg.
31. Bütefisch, Hermann, Ingenieur, Dortmund.
32. Böhmler, Emil, Dr.-Ing. Baurat, Mannheim.
33. Burkhardt, Hans, Dipl.-Ing., Köln.
34. Baritsch, Karl, Baurat, Dipl.-Ing., Hamburg.
35. Blunk, Heinrich, Ing., Essen-Bellinghausen.
36. Burri, Josef, Bauingenieur, Kattowitz.
37. Broeg, Georg, Reg.-Bmstr. a. D., Bln.-Wilmersdorf.
38. Begach, Leopold, Dipl.-Ing., Leipzig.
39. Beuteführ, Julius, Oberingenieur, Wiesbaden.
40. Bergmann, Arthur, Direktor, Düsseldorf.
41. Birkenstock, Otto, Prof. Dr.-Ing., Bln.-Halensee.
42. Bohny, Friedrich, Dr.-Ing., Sterkrade.
43. von Bülow, Friedrich, Dipl.-Ing., Essen.
44. Buntru, Alfred, Dr.-Ing., Durlach.
45. Bechtel, Karl Friedrich, Dipl.-Ing., Karlsruhe i. B.
46. Brenzinger, Heinrich, Ingenieur, Freiburg.
47. Briske, Rudolf, Reg.-Bmstr., Bln.-Südende.
48. Bock, Franz, Reg.-Bmstr., Köln-Klettenberg.
49. Busse, Rudi, Dipl.-Ing., Geilenkirchen.
50. Bumann, Asmus, Bauingenieur, Bln.-Charlottenburg.
51. Buhle, Max, Geh. Hofrat, Prof., Dresden.
52. Barth, Heinrich, Ziv.-Ingenieur, Berlin.
53. Contag, Max, Geh. Baurat, Bln.-Friedenau.
54. Cauer, W., Geh. Reg.-Rat, Prof., Bln.-Charlottenburg.
55. Cassier, Hugo, Ingenieur, Bln.-Südende.
56. Conrad, Erich, Dipl.-Ing., Bln.-Charlottenburg.
57. Drape, Erich, Reg.-Bmstr., Dortmund.
58. Döring, Karl, Dipl.-Ing., Ludwigshafen a. Rh., Werk Oppan.
59. Diehl, Albert, Oberbauinspektor, Karlsruhe.
60. Dörnen, Albert, Dipl.-Ing., Derne.
61. Dürbeck, Albert, Ingenieur, Bln.-Pankow.
62. Dehne, Max, Ingenieur, Bln.-Steglitz.
63. Dücker, Wilhelm, Dipl.-Ing., Düsseldorf.
64. Dahl, Hans August, Reg.-Bmstr., Essen.
65. Delkeskamp, Clemens, Reg.-Bmstr., Wiesbaden.
66. Dantscher, Kaspar, Dipl.-Ing., München.
67. Dörr, Heinrich, Prof., Karlsruhe.
68. Dust, Johannes, Reg.-Bmstr., Bln.-Charlottenburg.
69. Dyckerhoff, Ernst, Direktor, Biebrich a. Rh.
70. Engler, Hans, Dipl.-Ing., Hannover.
71. Ernst, A. Gustav, Ingenieur, Bln.-Lichterfelde.
72. Eichbauer, Georg, Dipl.-Ing., München.
73. Ellerbeck, Leopold, Reg.- u. Baurat, Dr.-Ing., Berlin.
74. Engeßer, Friedrich, Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe.
75. Ernst, Georg, Verlagsbuchhändler, Berlin.
76. Friedrich, E. G., Dr. phil., Bln.-Wilmersdorf.
77. Falley, Max, Dipl.-Ing., Bln.-Charlottenburg.
78. Fabricius, Gustav, Stadtbaurat, Stettin.
79. Funck, Walther, Ing., Breslau.
80. Franzius, Otto, Prof., Hannover.
81. Fischmann, Hermann, Dr.-Ing., Berlin.
82. Goury, Max, Dr.-Ing., Bln.-Dahlem.
83. Gutacker, W. Br., Oberingenieur, Darmstadt.
84. Günther, Artur, Dipl.-Ing., Berlin.
85. Goebel, Hermann, Dipl.-Ing., Ludwigshafen a. Rh.
86. Gravelius, Georg, Prof. Dr.-Ing., Dresden.
87. Groener, Wilhelm, Reichsverkehrsminister, Dr.-Ing., Berlin.
88. Gaber, Ernst, Oberbauinspektor, Heidelberg.
89. Grages, Ferdinand, Baurat, Frankfurt a. M.
90. Hellmich, W., Dipl.-Ing., Dir., Gewerbeassessor, Berlin.
91. Hoffmann, Friedrich, Dipl.-Ing. Reg.-Bmstr., Mannheim.
92. Hopp, Wilhelm, Oberingenieur, Bln.-Friedenau.
93. Heller, Karl, Reg.-Bmstr., Merseburg.
94. Hübler, Karl, Reg.-Bmstr., Heidelberg.
95. Hirsch, August, Prof., Geh. Baurat, Aachen.
96. Hansing, Wilhelm, Reg.-Bmstr., Gotha.
97. Helbing, Carl, Bauingenieur, Bln.-Charlottenburg.
98. Haag, Adolf, Ingenieur, Bln.-Nikolassee.
99. Hedde, Peter, Reg.-Baurat, Kiel.
100. Hasse, Friedrich, Reg.-Bmstr., Berlin.
101. Hapfner, Karl, Prof., Durlach.
102. Heinicke, Johannes, Ingenieur, Bln.-Hermsdorf.
103. Hickfang, Oskar W., Prof., Hannover.
104. Hager, Karl, Prof., Nürnberg.
105. Heymann, Hans, Dr. jur., Berlin.
106. Jessen, Andreas, Stadtbaurat, Stettin.
107. Jauer, Otto, Dipl.-Ing., Elbing.
108. Jori, Wilhelm, Dipl.-Ing., Horb a. N.
109. Jungk, Hanns, Reg.-Bmstr., Trier.
110. de Jonge, Gerhard, Baurat u. Prof., Danzig-Langfuhr.
111. Janßen, Theodor, Prof., Bln.-Wilmersdorf.
112. Krause, Friedrich, Ministerialdirektor, Berlin.
113. Kosfeld, Wilhelm, Reg.-Bmstr., Dortmund.
114. Königer, Julius, Dipl.-Ing., Lennawerke.
115. Kleinlogel, Adolf, Prof. Dr.-Ing., Darmstadt.
116. Kreuter, Walther, Dipl.-Ing., München.
117. Königer, Otto, Reg.-Bmstr., Halle.
118. Kohnke, Richard, Prof., Zoppot.
119. Kado, Robert, Stadtbaurat, Bln.-Wilmersdorf.
120. Kreißelmeier, Hans, Dipl.-Ing., Wiesbaden.
121. Kückelin, Fritz, Oberingenieur, Freiburg i. Br.
122. Kirchhoff, Hermann, Wirkl. Geh. Rat, Dr., Bln.-Grunewald.
123. Kammer, Emil, Prof. Dr.-Ing., Bln.-Charlottenburg.
124. Kayser, Heinrich, Prof., Darmstadt.
125. Kaufmann, Walther, Dr.-Ing., Hannover.
126. Köhn, Friedrich, Zivilingenieur, Berlin.
127. Kirchhoff, Rudolf, Reg.-Bmstr., Dr.-Ing., Bln.-Charlottenburg.
128. Kern, Wilhelm, Direktor, Mannheim.
129. Lewe, Viktor, Privatdozent, Dr.-Ing. Dr., Berlin.
130. Lohmar, Jean, Oberingenieur, Crefeld.
131. Leitholf, Otto, Zivilingenieur, Berlin.
132. Langelott, Wilhelm, Fabrikbesitzer, Dresden-A.
133. Levetzow, Richard, Dipl.-Ing., Bln.-Lichterfelde.
134. Lawaczek, Franz, Dr.-Ing., München.
135. Larsen, Harald, Dipl.-Ing., Bln.-Lichterfelde.
136. Lanzendörfer, Walter, Dipl.-Ing., Bln.-Friedenau.
137. Lydtin, Werner, Dipl.-Ing., Karlsruhe.
138. Lohrmann, Wilhelm, Reg.-Bmstr., Wiesbaden.
139. Lehr, Albert, Dipl.-Ing., Freiburg.
140. Ludin, Adolf, Reg.-Bmstr., Dr.-Ing., Karlsruhe.
141. Leichtweiß, Ludwig, Wasserbaudirektor, Lübeck.
142. Marcus, Henri, Dr.-Ing., Carlowitz b. Breslau.
143. Meier, Ernst, Zivilingenieur, Bln.-Grunewald.
144. Marx, Albert, Ingenieur, Berlin.
145. Mylius, Erich, Dipl.-Ing., Bln.-Schöneberg.
146. Munkner, Friedrich, Dr.-Ing., Wiesbaden.
147. Moebus, Friedrich, Dipl.-Ing., Merseburg.
148. Mewis, Willy, Dipl.-Ing., Friedland i. Ostpr.
149. Mielke, Friedrich, Bauingenieur, Bln.-Charlottenburg.
150. Mautner, Ernst, Oberingenieur, Dr.-Ing., Düsseldorf.
151. Muy, Oskar, Oberingenieur, Ludwigshafen a. Rh.
152. Mautner, Karl W., Dr.-Ing., Düsseldorf.
153. Magelssen, Egil, Bauingenieur, Kattowitz.
154. Maas, Rolf Ludwig, Oberbauinspektor, Heidelberg.
155. Müller, Adolf, Dipl.-Ing., Königsberg i. Pr.
156. Meyer, Josef, Dipl.-Ing., Bln.-Wilmersdorf.
157. Müller, Paul, Dr.-Ing., Dortmund.
158. Möller, Max, Prof., Braunschweig.
159. Maier-Leibnitz, Hermann, Prof., Eßlingen a. N.
160. Mensch, Gerhard, Oberingenieur, Bln.-Halensee.
161. Magens, Hinrich, Reg.-Bmstr., Altona.
162. Müller, Richard, Prof. Dr.-Ing., Dresden.
163. Neumann, Fritz, Reg.-Bmstr., Görlitz.
164. Narten, Eduard, Bauingenieur, Essen.
165. Neuber, Adolf, Privatdozent, Biesdorf b. Bln.
166. Netter, E. F. Ludwig, Reg.-Bmstr.
167. Noack, Paul, Dr.-Ing., Halle a. d. Saale.
168. Oberländer, Carl Friedr., Düsseldorf.
169. Oppenheimer, Leopold, Bauinspektor, Heidelberg.
170. Ohle, Friedrich, Fabrikant, Kiel.
171. Placzek, Martin, Zivilingenieur, Bln.-Schöneberg.
172. Petermann, Adolf, Dipl.-Ing., Dresden.
173. Peter, Friedrich, Direktionsrat, Kaiserslautern.
174. Petersen, Richard, Prof., Oliva bei Danzig.
175. Pruß, Max, Reg.-Bmstr., Essen.
176. Petry, Wilhelm, Reg.-Bmstr., Dr.-Ing., Oberkassel.
177. Rheinberg, Hans, Dipl.-Ing., Danzig.
178. Riebensahm, Paul, Dr.-Ing., München.
179. Reißner, Hans, Dr.-Ing., Bln.-Charlottenburg.
180. Reif, Johannes, Bauingen., Altona-Ottensen. (Schluß folgt.)

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

DER BAUINGENIEUR

1. Jahrgang | 31. Dezember 1920 | Heft 24

DER AUSBAU DES ROTTERDAMER HAFENS AUF DEM RECHTEN MAASUFER.

Von Dipl.-Ing. Heinz Knoche in Berlin.

Der Hafen von Rotterdam, der zurzeit wohl der bedeutendste des europäischen Festlandes ist, hat während der letzten Jahrzehnte eine dauernde Ausgestaltung und Erweiterung erfahren, die auch während des Weltkrieges nicht stillstand, wenn auch besonders in den letzten Jahren die Bautätigkeit nicht mehr den Umfang hatte wie vordem. Diese Erweiterungen beschränkten sich nicht auf wasserbauliche Arbeiten, sondern Hand in Hand damit ging ein Ausbau der Eisenbahn- und Schuppenanlagen.

Eine allgemeine Übersicht der Hafenanlagen ist aus Abb. 1 ersichtlich. Nachstehend ist ein kurzer Überblick über die Entwickelung des Hafens gegeben, der sich in der Hauptsache auf den Vortrag stützt, den der Verkehrsinspektor der Holländischen Eisenbahngesellschaft in Rotterdam, Herr Heg, gelegentlich einer Hafenbesichtigung durch das „Koninklijke Instituut van Ingenieurs" gehalten hat. Der Vortrag des Herrn Heg, von dem teilweise die Entwürfe für die Ausgestaltung des Hafeneisenbahnbetriebes herrühren, ist in der Zeitschrift „De Ingenieur" abgedruckt; ihm sind die Abbildungen entnommen.

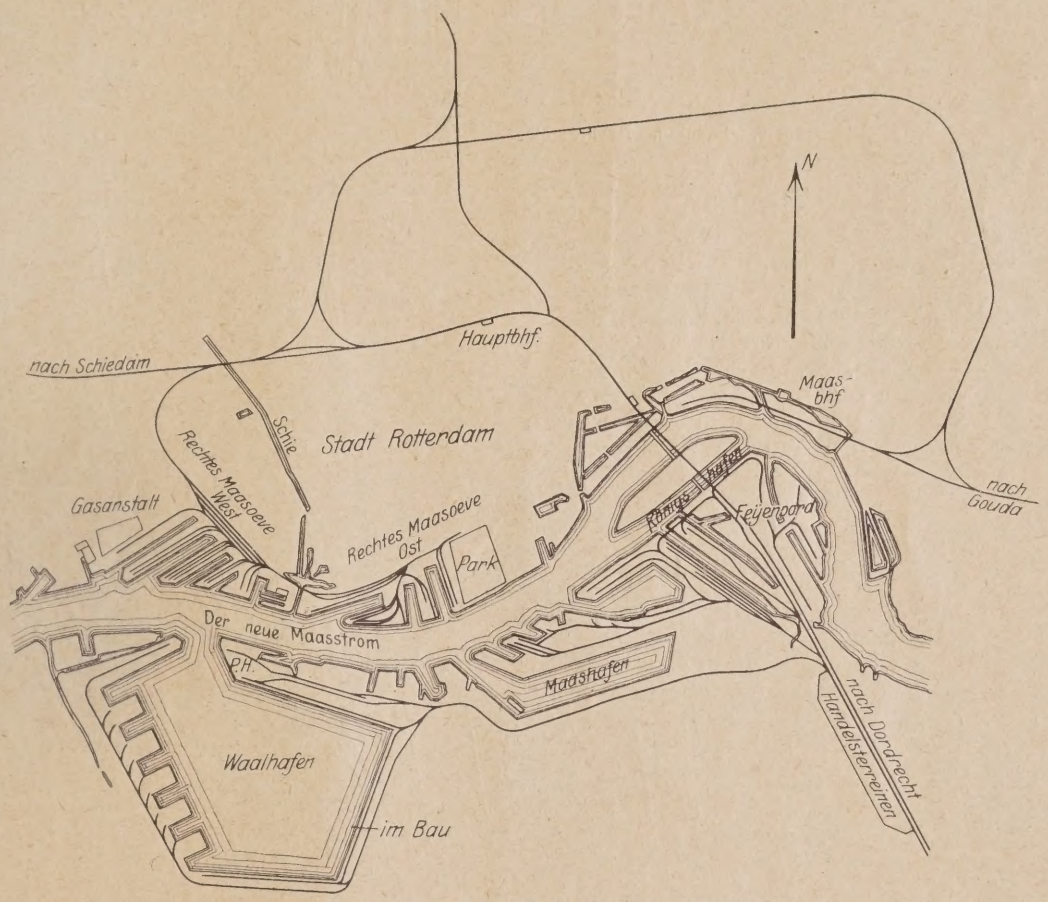


Abb. 1. Hafen- und Eisenbahnanlagen bei Rotterdam.

Der erste Bahnhof am Hafen war der hauptsächlich mit englischem Kapital errichtete Bahnhof „Rotterdam-Maas" auf dem rechten Maasufer, der auch jetzt noch als Güter- und Personenbahnhof in Betrieb ist. Für beide Verkehrsgattungen hat er aber nur noch untergeordnete Bedeutung. Der Personenverkehr spielt sich heute hauptsächlich auf den im Stadtinnern gelegenen Bahnhöfen ab, und auch der Güterverkehr benutzt nur noch zum kleinen Teil den Maasbahnhof.

Als nämlich die Ausmaße der Seeschiffe beträchtlich anwuchsen, genügte ihnen die dort zur Verfügung stehende Kailänge bald nicht mehr. Ferner wurde ihr Zugang zu dem weit stromauf gelegenen Bahnhof durch den Bau einer Straßen- und bald darauf einer Eisenbahnbrücke über die Maas behindert, und auch die Wasserverhältnisse waren dem vermehrten Tiefgang der großen Seeschiffe nicht mehr gewachsen. Infolgedessen zog sich der Umschlagsverkehr nach Übersee weiter stromab. Die Seeschiffe gingen auf dem Strom vor Anker und luden und löschten mit Hilfe von Leichtern.

Dieser Betrieb erwies sich indessen als zu umständlich und kostspielig, als daß Rotterdam mit solchen Einrichtungen auf die Dauer dem Wettbewerb der anderen großen festländischen Seehäfen hätte gewachsen sein können. Die Schifffahrtskreise verlangten Gelegenheit, auch mit den größten Seeschiffen an die Kajen gehen, dort unmittelbar aus Eisenbahnwagen laden und in sie löschen zu können.

Unter diesen Einflüssen entstanden die sehr ausgedehnten Hafenanlagen am linken Maasufer mit zahlreichen Ufergleisen und den großen Hafenbahnhöfen „Handelsterreinen" und „Feijenoord". Hand in Hand damit wuchsen die großen Silos und Speicher der in Rotterdam den Hafenbetrieb völlig beherrschenden Lagerhausgesellschaften (meist „Veeme" genannt) empor. Der Schwerpunkt des Hafenbetriebes ging auf das linke Maasufer über, auf dem eine Reihe neuer Hafenbecken in schneller Folge gegraben wurde, und auf dem sich eine blühende Schiff- und Maschinenbauindustrie entwickelte.

Diese Gestaltung hatte ihre wesentlichen Nachteile vom städtebaulichen Gesichtspunkte aus. Denn da die Stadt Rotterdam auf dem rechten Maasufer liegt, so entstand ein außerordentlich lebhafter Verkehr über den Strom und die Hafenbecken, der zur Anlage vieler beweglicher Brücken zwang. Diese, zum Teil veralteten Systems, behindern in hohem Maße den Schiffsverkehr und gestatten auch nur einen

langsamen Verkehr zu Lande. Daß man auf einem Wege nach dem linken Maasufer vier- bis fünfmal vor aufgezogenen Brücken Halt machen muß, ist nichts Seltenes. Durch die Zerstörung des Mechanismus der Drehbrücke über den Königshafen durch ein deutsches Schiff kurz nach dem Kriege wurde ein wesentlicher Teil des stromauf gelegenen Hafens für größere Schiffe abgesperrt, kurz: die Überschneidung des Wasser- und Landverkehrs hat dazu geführt, daß eigentlich keiner von beiden voll zu seinem Rechte kommt.

Wohl zur Vermeidung solcher Mißstände entwickelte sich die weitere große Ausgestaltung des Hafens auf dem rechten Maasufer, wo der Park-, St. Jobs-, Schie-, Kous-, Ijssel-, Lek- und Keilehaven in den Jahren 1907 bis 1917 gegraben wurden. Mit Ausnahme des nur dem Binnenschifffahrtverkehr dienenden Keile- und des Koushavens haben alle diese Becken Gleisanlagen längs der Kajen. Die gestiegene Bedeutung des rechten Maasufers für den Hafenbetrieb veranlaßte die Gemeinde Rotterdam als Besitzerin des Hafens, im Jahre 1907 mit der Holländischen Eisenbahngesellschaft einen Vertrag zu schließen, durch den diese sich verpflichtete, die Häfen rechts der Maas an die Eisenbahn Rotterdam—Schiedam anzuschließen. Ferner war die an der Grenze der Gemeinden Rotterdam und Schiedam gelegene Gasanstalt mit Gleisanschluß zu versehen.

So entstand der Bahnhof „Rechter Maasoever Oost" (westlich der Maas, östlich der Schie gelegen), für den bald eine Vergrößerung der Verschiebeanlagen nötig wurde, zumal, als der Ijssel- und Lekhaven gegraben wurden. Die von den Kajen dieser Becken kommenden Gleise wurden in den anderen Teilen der rechtsufrigen Bahnhofsanlagen, den Bahnhof „Rechter Maasoever „West", unmittelbar eingeführt. Dieser Bahnhof dient als Zugbildungs- und Zerlegungsstation, während nach Rechter Maasoever Oost nur die Wagen gebracht werden, bei denen es das Ladegeschäft verlangt. Dadurch wird erreicht, daß keine ganzen Züge über die zwischen beiden Bahnhöfen liegende Ruige-Plaat-Brücke zu fahren brauchen, so daß der Fahrplan durch das häufige Öffnen dieser Brücke keine Störungen erleidet. Es wird vielmehr nur ein Teil des im rechtsufrigen Hafenbetrieb abzuwickelnden Verkehrs über die Brücke geleitet, dessen etwaige Verspätungen sich nicht merklich in den Zugumlauf fortpflanzen.

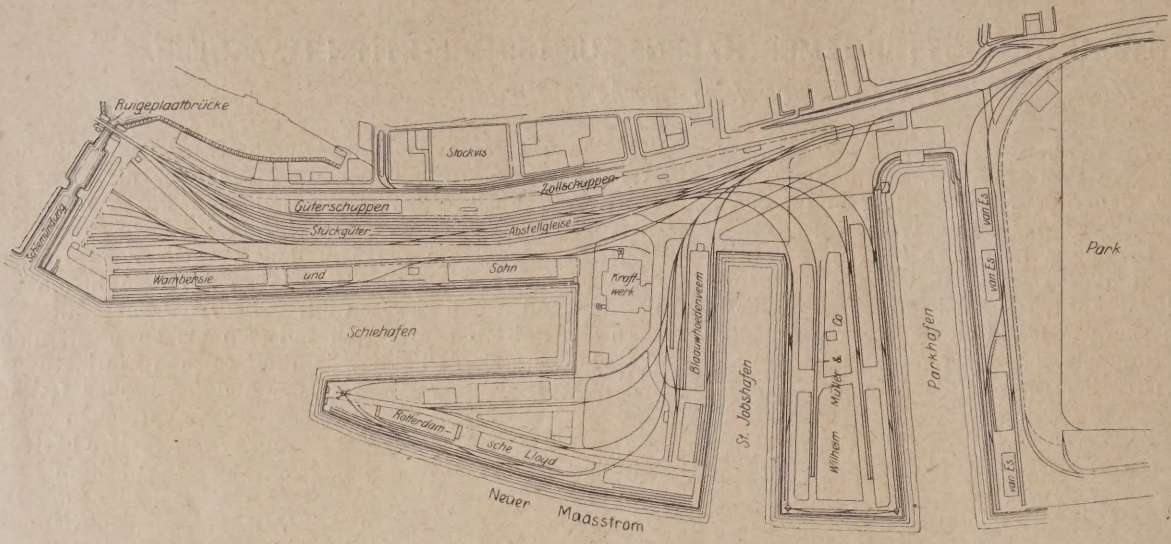


Abb. 2. Bahnhof. Rechtes Maasufer Ost.

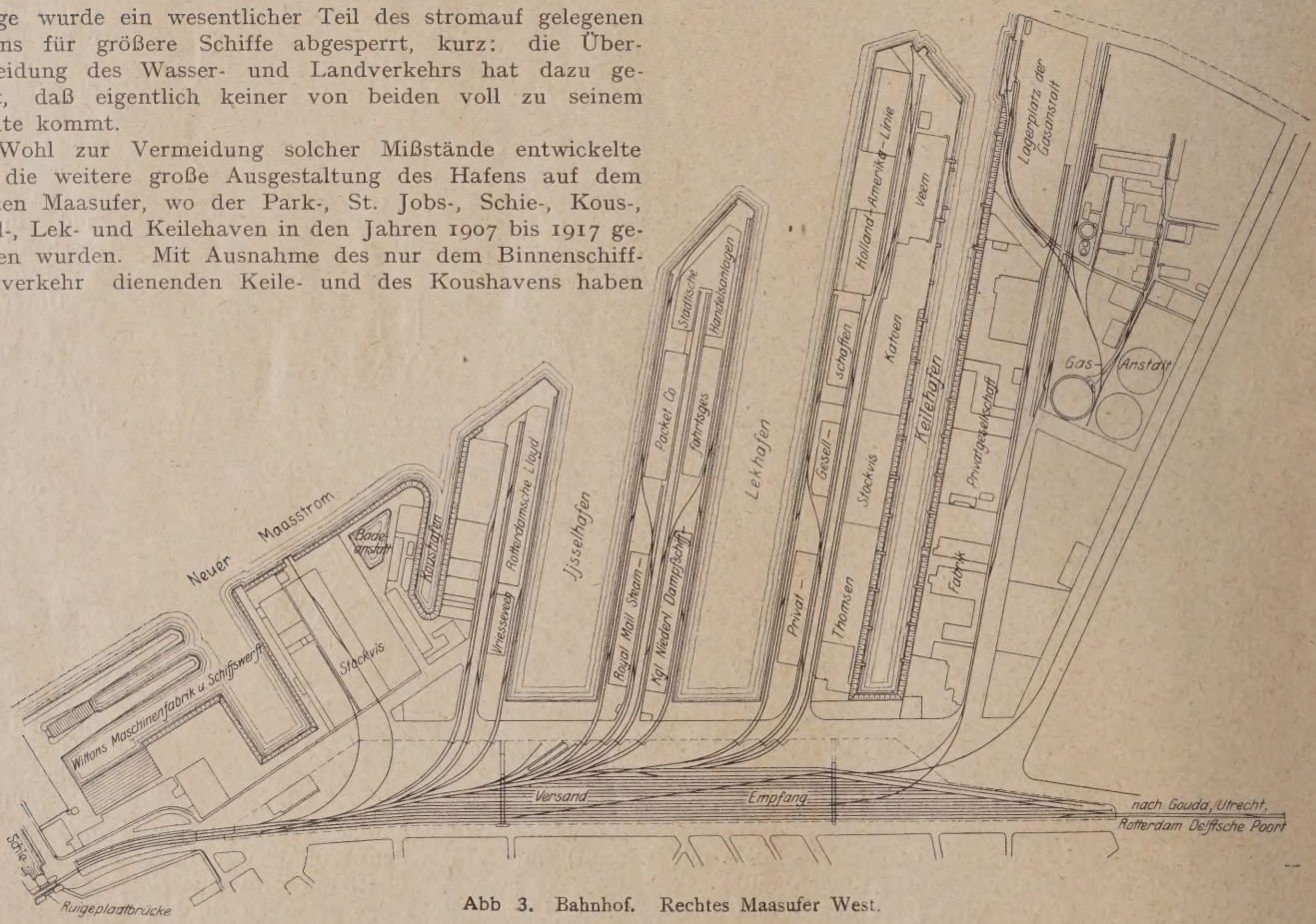


Abb 3. Bahnhof. Rechtes Maasufer West.

Beeinträchtigt wird allerdings die günstige Wirkung dieser Betriebsteilung dadurch, daß der Lokomotivschuppen und andere wesentliche Betriebseinrichtungen auf der Ostseite der Schie liegen, wodurch die Belastung der beiden über die Klappbrücke führenden Gleise nun doch wieder vermehrt wird.

Ein weiterer Nachteil für die Betriebsführung ergibt sich aus der Lage der Verschiebe- und Abstellgleise quer zur Richtung der mit den Hafenbecken gleichlaufenden Ufergleise. Sie hat dazu geführt, daß die Zustellung der Wagen zu den Schuppen nur über enge und lange Kurven und nach oft recht ausgedehnten Rangierfahrten erfolgen kann. So ist das Ostufer des Parkhafens beispielsweise von einem Ausziehgleis zugänglich, dessen Ende über 500 m von der ersten Weiche der Aufstellgleise entfernt liegt (Abb. 2).

Gegenüber dem großen Umschlagsverkehr spielen die für Rotterdam bestimmten oder von dort abgehenden Stückgüter keine sehr erhebliche Rolle. Zu ihrer Abfertigung sind im Bahnhof Rechtes Maasufer Ost ein großer und ein kleiner Schuppen vorgesehen. Der kleine wird als Zollschuppen benutzt; der große besteht aus zwei Teilen, von denen bis zur Einführung der Betriebsgemeinschaft zwischen den Staatseisenbahnen und der Holländischen Eisenbahngesellschaft je einer für jede der beiden Betriebsverwaltungen bestimmt war. Nach Einführung der Betriebsgemeinschaft sollten die beiden Teile zur Trennung der Güter nach Versand und Empfang benutzt werden, doch war, wenigstens bis zum vorigen Jahre, für den nicht sehr umfangreichen Verkehr eine Hälfte des Schuppens ausreichend. Der Schuppen ist ganz in Eisenbeton erbaut. Die Längswände sind völlig in versenkbare Türen aufgelöst, zwischen denen nur schmale Pfeiler stehen geblieben sind; dadurch wird die Verschiebung der Wagen vor dem Schuppen wesentlich vermindert.

Wie sehr übrigens auch nach dem Ausbau der rechtsufrigen Hafenbahnhofsanlagen das Schwergewicht des Betriebes auf dem linken Maasufer, also von der Stadt durch den Strom getrennt, liegt, zeigt sich darin, daß man für den Doppelbahnhof Rechtes Maasufer mit einem Fassungsvermögen von etwa 1000 Wagen rechnet, während die linksufrigen — Ijsselmonde, Feijenoord und Handelsterreinen — zusammen etwa 3000 aufnehmen können und auch oft bis an die Grenze ihrer Leistungsfähigkeit besetzt sind.

Noch weniger Bedeutung hat der alte Maasbahnhof Er ist sowohl Personen- als Güterbahnhof, spielt aber für den Wasserverkehr nur eine geringe Rolle. Für Seeschiffe kommt er, wie oben gesagt, kaum in Betracht, da sie ihn nur schwer erreichen können. Hauptsächlich wird er von Fahrzeugen der Binnenschiffahrt und von Leichtern benutzt; die Engländer lassen die den Zwecken der Rheinbesatzung dienenden Rheindampfer dort anlegen. Die Kajen mit ihren mechanischen Lösch- und Ladeeinrichtungen gehören teils der Holländischen Eisenbahngesellschaft, teils der Gemeinde Rotterdam, die sie den Verfrachtern und Empfängern zur Verfügung stellen. Auch besitzt die Gemeinde in der Nähe dieses Bahnhofes gedeckte und offene Lagerplätze, die sie zur Einzelbenutzung vermietet.

Bei den Bahnhöfen Feijenoord und Handelsterreinen ist die Betriebsart völlig anders. Mit wenigen, der Holländischen Eisenbahngesellschaft gehörigen Ausnahmen sind die Kajen, Schuppen und Lagerhäuser in den Händen großer Privatunternehmungen, die zum Teil Reedereien und Handelsgesellschaften für Kohle oder andere Massengüter sind, zumeist aber als Zweck des Unternehmens nur die Verfrachtung und Lagerung von Gütern betreiben. Sie besitzen alle eigene Eisenbahnanschlüsse. Dieser Grundsatz der Generalverpachtung durch die Stadt an Zwischenunternehmer ist im Bahnhofsgebiet Rechtes Maasufer noch weiter durchgeführt als in Feijenoord und Handelsterreinen.

Offensichtlich bietet dieses System manche Schattenseiten für die Verkehrsinteressenten, die hinsichtlich des Lösch- und Ladebetriebes völlig in die Hand der großen Firmen gegeben sind. Nach manchen lautgewordenen Klagen scheinen deren Interessen durchaus nicht immer auf eine möglichst flotte Abwickelung des Betriebes hinauszulaufen. Jedenfalls fällt es bei einem Besuch des Hafens auf, daß man eine intensive Ausnutzung der Lösch- und Ladeeinrichtungen mit Hilfe von Eisenbahnwagen zu vermissen glaubt, daß man große Seeschiffe auf dem Strom leichtern sieht, während Binnenschiffe an vorzüglich ausgestatteten Kajen mit genügender Wassertiefe liegen u. a. m. Solche Mängel des Hafenbetriebes sind auch bereits in der Fachliteratur zur Sprache gebracht worden, doch stehen einem Eingreifen der Gemeinde als Besitzerin des Hafens durch ihre technischen Beamten Schwierigkeiten entgegen, die ihren Grund in politischen Verhältnissen haben. Der Hafen bildet eine Haupteinnahmequelle der Stadt, die seine Nutzung, wie gesagt, fast ausschließlich den großen Gesellschaften verpachtet. Das bietet unter anderm den Vorteil einer sichern Haushaltsaufstellung für die Gemeinde, vermindert aber naturgemäß den Einfluß technischer Behörden und Sachverständiger auf den Hafenbetrieb. Hinzu kommt noch, daß die Vertreter der großen Lagerhausgesellschaften in der Stadtverordnetenversammlung eine große Rolle spielen, so daß so leicht gegen ihren Willen nichts unternommen wird.

Bei der Anlage der neuen Hafenbecken ist man in den Betriebseinrichtungen den Wünschen der Interessenten weit entgegengekommen. Alle Kaizungen sind reichlich mit Schuppen, Gleisen und Kränen ausgestattet. In der Regel ist die Ausführung derart, daß auf der Land- und Wasserseite jedes Schuppens je zwei Gleise liegen, die in wechselnden Abständen durch Weichen verbunden sind. Bei sehr langgestreckten Kaizungen, auf denen die Schuppen mehrerer Handelsunternehmungen der Länge nach hintereinander liegen, sind zwischen diesen Schuppen die Gleise an der Land- und Wasserseite noch besonders durch Weichen verbunden (Abb. 3). Verschiedentlich ist in solchen Fällen das zweite Gleis an der Landseite längs des näher am Strom gelegenen Schuppens nicht mehr durchgeführt, da ja auf dieser Strecke ein weiterer Rangierbetrieb nicht mehr nötig ist. Dadurch wird eine Verbreiterung des Schuppens um 4,50 m erzielt. Endverbindungen am Kaizungenende durch Drehscheiben sind im Rotterdamer Hafengebiete selten.

Trotz der beschriebenen, vorzüglich ausgebauten Gleisanlagen zum unmittelbaren Güteraustausch zwischen Schiff und Eisenbahnwagen wird von diesen weniger Gebrauch gemacht, als dies nach den häufig von Reedern und Verfrachtern mit großem Nachdruck vorgebrachten Forderungen erwartet werden kann. Damit soll natürlich nicht gesagt sein, daß nicht, insbesondere bei Massengütern und bei Vorhandensein eines geregelten Eisenbahnverkehrs mit unverstopften Bahnhöfen, die unmittelbare Beladung aus dem Schiff in den Eisenbahnwagen und umgekehrt das Erstrebenswerte bleibt, aber für eine große Reihe von Gütern tritt doch fast stets der Kaischuppen als unvermeidliches Bindeglied und Ausgleichbehälter zwischen die beiden Transportmittel. Diese Erkenntnis war es wohl auch, die die Holland-Amerika-Linie veranlaßt hat, auf ihrem Gelände zwischen Lek- und Keilehafen auf wasserseitige Gleise ganz zu verzichten. Dadurch wird eine bessere Ausnutzung des auf der Kaizunge zur Verfügung stehenden Raumes ermöglicht, und auch die Anlagekosten vermindern sich.

Unter den heutigen Verhältnissen kommen die im Rotterdamer Hafen reichlich vorhandenen und neuzeitlichen Anforderungen entsprechenden Umschlageinrichtungen für Getreide und Kohle wenig zur Geltung, da es an diesen Massengütern fehlt. Dafür ist ein drittes auf den Plan getreten, das für den Rotterdamer Hafen dauernd zu behalten große Anstrengungen gemacht werden: die Baumwolle.

Durch die Blockade wurden die deutschen Seehäfen als Einfuhrplätze für Baumwolle ausgeschaltet, wodurch beson-

ders Bremen hart betroffen wurde. An ihre Stelle trat Rotterdam, das bereits in früheren Jahren versucht hatte, den Baumwollhandel an sich zu ziehen. Jedoch konnte es vor dem Kriege den Wettbewerb mit dem alteingeführten Bremen nicht aufnehmen. Um nun den durch die Not der Zeiten Rotterdam zugeführten Baumwollhandel für den niederländischen Hafen zu behalten, ist neben anderen Maßnahmen eine besondere Handelsgesellschaft gegründet worden, die sich „Katoenveem" nennt. An ihr ist neben anderen Firmen die Holland-Amerika-Linie beteiligt; die Gesellschaft befaßt sich mit der Einfuhr und Lagerung von Baumwolle.

Da die während des Krieges als Notbehelf für die Aufstapelung der Ballen benutzten Räume nach Aufhebung der Blockade einen Wettbewerb mit besser eingerichteten Anlagen in anderen Häfen nicht zulassen, weil für die dort gelagerte Baumwolle und auch in ihrer Nähe liegende Waren seitens der Versicherungsgesellschaften sehr hohe Prämien verlangt werden, hat das Katoenveem einen besonderen Baumwollschuppen errichtet. Er ist in Eisenbeton erbaut, hat bei einer Breite von 43 m eine Länge von 145 m und kann 35 000 Ballen Baumwolle fassen. Er ist mit Feuerlösch-, Verlade- und Fördereinrichtungen modernster Art versehen; eine Elektrohängebahn ermöglicht die Verbindung in allen Kombinationen zwischen Seeschiff, Leichter, Eisenbahn, Schuppen des Katoenveem und Schuppen der Holland-Amerika-Linie.

Hand in Hand mit diesen technischen Neuanlagen geht eine rege Tätigkeit der Rotterdamer Handelskreise, die auf Errichtung einer Baumwollbörse abzielt. Ob aber diese Bestrebungen Erfolg haben und Bremen durch Rotterdam verdrängt werden wird, erscheint doch zweifelhaft, da durch die in der hochwertigen niederländischen Währung zu entrichtenden Kosten für Umladung, Lagerung und Transport ein unverhältnismäßig hoher Preisaufschlag für die mitteleuropäischen Spinnereien eintreten würde. Günstiger liegen die Dinge vielleicht für Rotterdam hinsichtlich der elsässischen Textilindustrie.

Aus all den Anstrengungen der Niederländer, ihren größten Hafen auf der Höhe der Zeit zu halten und immer weiter auszubauen, erkennt man, welcher Bemühungen es von deutscher Seite bedürfen wird, um unsere Häfen wieder auf die Höhe ihrer früheren Bedeutung zu bringen. Mit um so größerer Freude ist daher das Übereinkommen zwischen der Hamburg-Amerika-Linie und dem Harrimankonzern zu begrüßen, daß die Möglichkeit der Einfuhr nach Deutschland auf Schiffen mit deutscher Besatzung über deutsche Häfen wieder ein gutes Stück näher rückt.

AUSFÜHRUNG UND KOSTEN DER MAASBRÜCKEN IN VISÉ (KRIEGSBAHN AACHEN—TONGEREN).

Von Oberbauinspektor Dr.-Ing. Gaber, Mannheim.

(Schluß von Seite 663.)

7. Der Unterbau der Maas- und Maaskanalbrücke.

Grün & Bilfinger hatten Entwurfbearbeitung und Bauausführung mit Zustimmung des Feldeisenbahnchefs an Sager & Wörner in München abgetreten. Die Einzelbearbeitung der baureifen Entwürfe erfolgte in Visé unter Leitung des Verfassers und erstrebte vor allem eine einfache und schnelle Herstellung, zu der die ungeübten belgischen Arbeiter herangezogen werden konnten. Da der Kies aus der Maas und der Zement aus benachbarten Fabriken zur Verfügung stand, wurden alle Bauteile aus Stampfbeton gebildet. Die Kalksteinbrüche bei Namur lieferten gute Sichtflächeverkleidung für die dem Hochwasser ausgesetzten Bauteile der Strombrücke. Als Baugrund war festgelagerter grober Kies vorhanden, dem ruhig eine Pressung von 6 und 6,5 $\frac{kg}{cm^2}$ zugemutet werden konnte, zumal schon allein die hohen Anschlußdämme das Dammlager mit 4—5 $\frac{kg}{cm^2}$ preßten. Wegen der ungleich hohen Bodenpressung wurden die verschieden belasteten Bauteile durch durchgehende Fugen voneinander unabhängig gemacht und auch sonst die bei den großen Abmessungen unvermeidlich großen Formänderungen einzelner Bauteile weitgehend ermöglicht. Daneben nahm der Entwurf auch Rücksicht auf eine zeitweilige Überlastung von Einzelteilen, da mit einem rücksichtslos durchgeführten Erdbetrieb gerechnet wurde, der in der kürzesten Zeit über 2 Millionen cbm Erde bewegen mußte und nicht immer alle die sonst berechtigten und üblichen Bauregeln einhalten konnte. Die im Maasbereiche stehenden Pfeiler fanden unter dem Flußgeschiebe einen plättrigen, aber harten Kalkfels 1—2 m unter der Sohle, auf dem sie gegen Unterkolken sicher aufgesetzt werden konnten. Sämtliche Endwiderlager mußten entsprechend dem Bahnprogramm, das ein zweites Gleispaar hier später vorsah, schon jetzt viergleisig gebaut werden; die Strompfeiler in der Maas waren viergleisig wenigstens zu gründen, während die Zwischenpfeiler so zweigleisig ausgeführt werden sollten, daß eine Verbreiterung auf 4 Gleise organisch möglich wurde. Der Beton bestand im Grundwasser aus 1 R. T. Zement und 6 R. T. Kies, im Fundament sonst aus 1:10, im Aufgehenden aus 1:8 und unter den Auflagern aus 1:6. Wegen der hohen Lagerdrucke bei der Strombrücke und wegen der notwendigen Arbeitserleichterung wurden die Auflager nicht aus dem Kalkstein genommen, sondern in einfachster Weise an ihrem endgültigen Platze als spiralumschnürte Eisenbetonkörper hergestellt, dessen Beton 1:4 war. Im Beton unter den Auflagerquadern wurden 2—3 Lagen 10 mm starke Druckverteilungseisen mit 0,20 m Maschenweite eingelegt, da Drucke von 46 $\frac{kg}{cm^2}$ auftraten. Die sonstigen Betonbeanspruchungen bewegten sich um 12 $\frac{kg}{cm^2}$. Beton, Arbeit, Kosten und Zeit wurden durch Auflösen der einzelnen Bauteile erspart. Auf eine besondere Sichtflächenbehandlung wurde verzichtet, dagegen aber durch gute Gliederung der Flächen und Verwendung klarer und großer Formen ein gutes Aussehen und

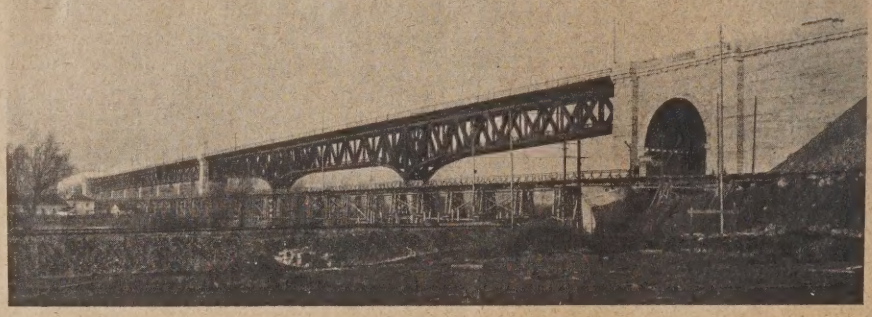


Abb. 8. Ansicht der Maasbrücke von Süden, mit östlichem Endwiderlager. Davor die Behelfsbrücke für die Erdförderung und der Damm für die Verlegung des rechten Maasufers.

Zusammenstimmen mit dem Eisenbau und der Landschaft erstrebt. (Abb. 8.)

Die Endwiderlager.

Alle 4 Endwiderlager sind grundsätzlich gleich ausgebildet und haben einen eigentlichen Auflagerbau, der für die beiden zweigleisigen Brücken gemeinsam und in Höhe der 4 Auflagerkörper 14,80 m breit ist, wobei ein Abstand zwischen den beiden Brückenachsen von 8,00 m angenommen wurde. Der Flügelbau ist oben 16,60 m breit und hat drei getrennte, der Bahnachse parallele Flügelmauern von 1,50 m oberer Stärke, welche zusammen die beiden Walzträgerdecken unter den beiden Gleispaaren tragen. Beide voneinander unabhängige Decken lagern auf 6,50 m frei auf, haben I N. P. 50 in 0,50 m Abstand und eine mittlere Stärke von 0,80 m. Die Mittelwand ist weitgehend aufgelöst und durch Trennungsfugen in der Länge und vom Auflagerbau abgeteilt. Die beiden Seitenwände haben in zwei Ebenen Verankerungen untereinander und mit der Mittelwand und sind dadurch auch einem unvorhergesehenen Erddruck gewachsen. Der eigentliche Druck des über 20 m hohen Anschlußdammes wird durch die Auflagerung der Gleise auf Walzträgerdecken von den Flügeln abgehalten. Auch die Seitenwände haben ihre lotrecht durchgehenden beiden Trennungsfugen. Die beiden Betongeländer sind im lichten 16,90 m voneinander und 2,95 m von Gleismitte entfernt, und doch konnte die eigentliche Bauwerksbreite oben dadurch auf 16,60 m beschränkt werden, daß die Seitenwände oben nach der Seite auskragen. Zwischen Auflagerbau und Flügelwand unterbricht beiderseits ein oben 4 m breiter Pfeilervorsprung die große Fläche, bildet oben die bei der

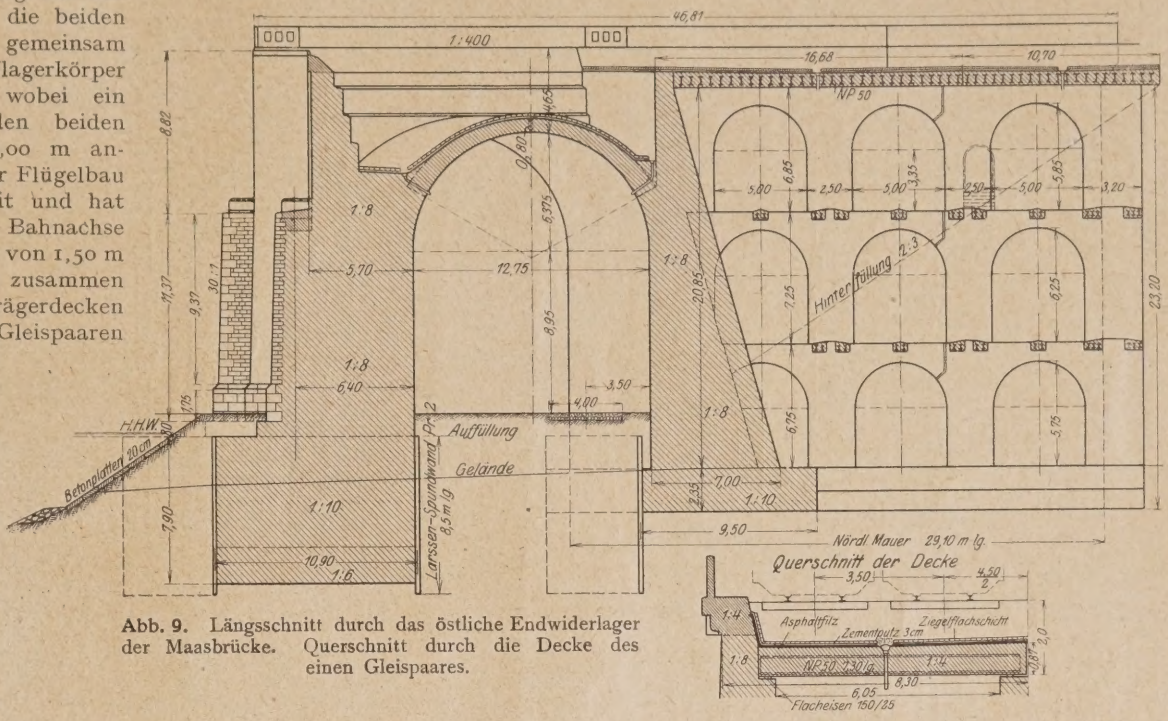


Abb. 9. Längsschnitt durch das östliche Endwiderlager der Maasbrücke. Querschnitt durch die Decke des einen Gleispaares.

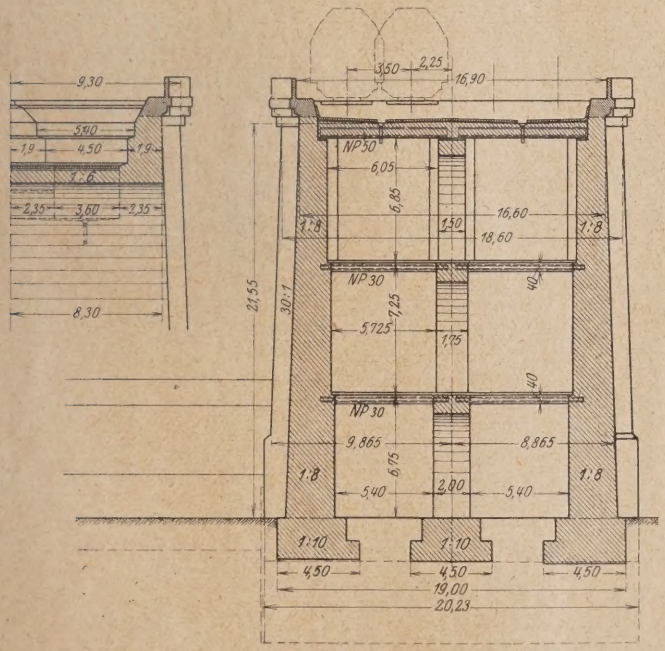


Abb. 10. Querschnitte des östlichen Endwiderlagers der Maasbrücke; durch die drei Flügelmauern und dem Gewölbescheitel der Straßenunterführung.

Brückenlänge sehr erwünschten 1 m tiefen Austritte und verhindert Seitwärtsbewegungen der hohen Mauern. Die Untersicht der Fahrbahndecken wird durch zwei in der Stirnmauer in Auflagerhöhe angeordnete Türen dauernd zugänglich gehalten. Alle Außenflächen haben den Anzug 30:1. Die Länge der Bauwerke schwankt mit der Geländehöhe entsprechend der anderthalbfachen natürlichen Dammböschung um 30 m. (Abb. 9, 10.) Das östliche Endwiderlager der Maasbrücke umfaßt gleichzeitig noch eine Gleis- und Wegunterführung, für welche zwischen Auflager und Flügelbau ein Halbkreisgewölbe von 12 m lichter Weite eingeschaltet worden ist. Die Strombrücke schneidet die Maas außerdem schief, und der Grundriß ist entsprechend abgetreppt worden. Der Auflagerbau sitzt auf dem Fels auf, während die Anbauten auf den Kies gegründet sind. Richtig angeordnete Fugen schalten einen ungünstigen Einfluß des ungleichen Baugrundes aus.

Die Strompfeiler der Maasbrücke.

Die beiden Strompfeiler stehen im Stromstriche und bieten bei rund 5 m oberer Breite genügend Platz für die abgetreppten Lager der beiden Strombrücken. Der Unterbau ist jedoch nur bis zum gewöhnlichen Hochwasser viergleisig ausgeführt und oben durch Treppen für die zunächst zu bauende eine Strombrücke verschmälert worden. (Abb. 11.) Der Betonunterbau sitzt auf dem Fels und erst der dem Strome ausgesetzte Pfeilerschaft ist an der Seite mit 0,21 m hohen Kalkschichtsteinen, an beiden Köpfen mit 0,45 m hohen scharrierten Kalksteinquadern verkleidet und gegen Hochwasser und Eis geschützt. Der stromaufwärts gerichtete Kopf hat im Grundriß eine rechtwinklige Schneide. Siehe auch Abb. 16, S. 9 u. 21 g.

Der Uferpfeiler 7 der Maasbrücke.

Er ist auch noch auf die Felssohle viergleisig gegründet, aber im Aufbau nur zweigleisig. Die beiden Auflagerbauten für die Strom- und die erste Vorlandbrücke sind getrennt gehalten und werden nur durch die Decke und zwei Zwischen-

bögen gegenseitig versteift. Der Auflagerbau der Strombrücke ist bis zum Lager mit Haustein verkleidet. (Abb. 12.) So wie die Preise für die Hausteine in Namur verlangt wurden, wäre es wirtschaftlich gewesen, alle Sichtflächen zu verkleiden, da dadurch nicht nur an Schalung gespart, sondern vor allem der empfindliche Mangel an Zimmerleuten durch Einstellen von Maurern hätte ausgeglichen werden können. Der Pfeiler hat oben 2 geräumige Austritte.

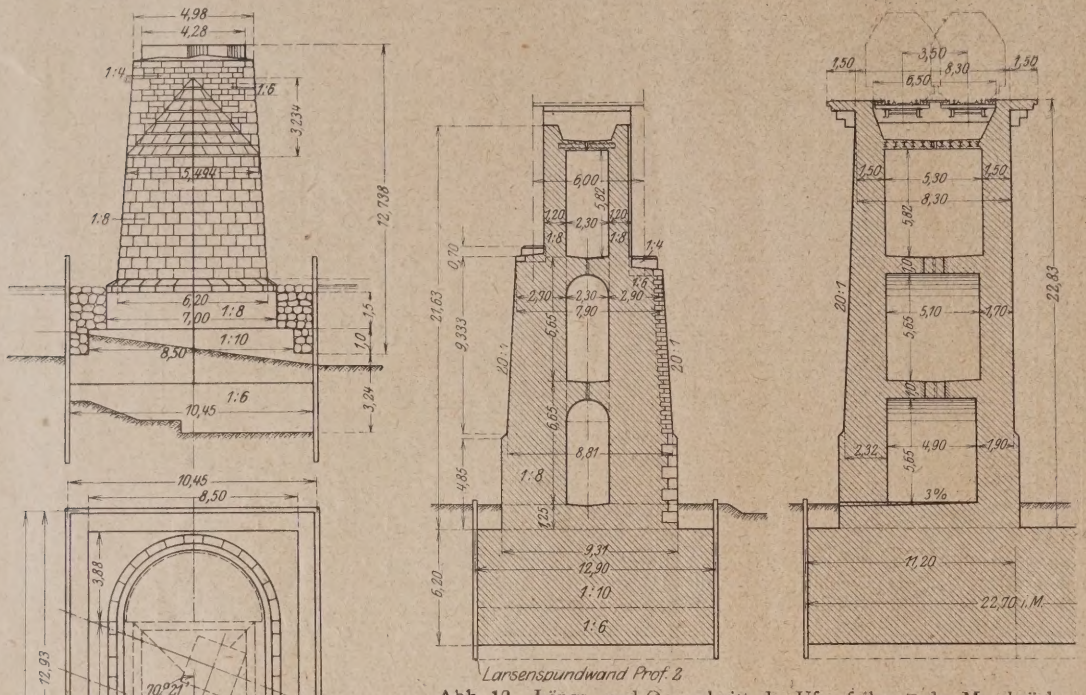


Abb. 12. Längs- und Querschnitt des Uferpfeilers 7 der Maasbrücke.

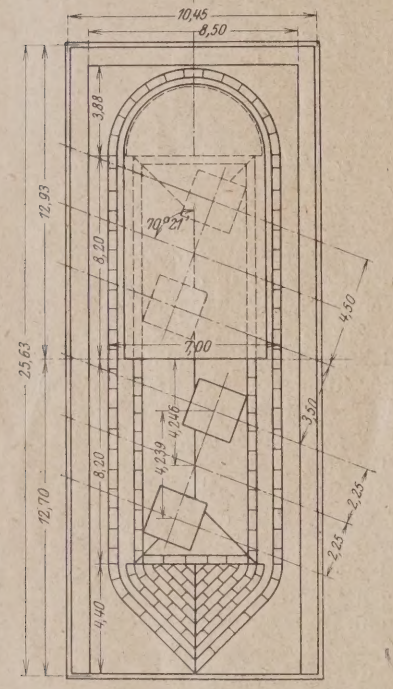
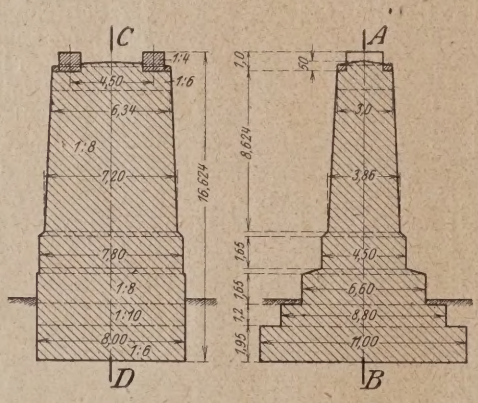


Abb. 11. Vorderansicht und Draufsicht des Staupfeilers 8 der Maasbrücke.



Schnitt A—B Vorlandpfeiler 3.

Schnitt C—D der Maasbrücke.

Abb. 13.

Die Zwischenpfeiler.

Sie haben einen in der Brückenlängsrichtung zwei- oder drei fach abgetreppten Sockel und einen oben 3—6,30 m großen Schaft, dessen Seiten den Anzug 20:1 haben. Die beiden Eisenbetonquadern sind beiden Vorlandbrücken immer gemeinsam. (Abb. 13.) Bei dem am rechten Maaskanalufer stehenden Pfeiler E wurde das Fundament bis unter die Kanalsohle hinabgeführt, während sonst der gute Kies schon mit 2—3 m Tiefe angetroffen wurde. Die oberen Pfeilerkanten wurden zum Schutze gegen Beschädigungen durch den Eisenbau mit Kalksteinplatten verkleidet.

8. Die Ausführung des Unterbaues.

Maas und Maaskanal zerlegten den von Sager & Wörner einheitlich betriebenen Bau örtlich in 4 Baustellen, von denen die beiden mittleren in mancher Hinsicht jedoch zusammenhingen. Wegen der kurzen Bauzeit — vor Winter 1915 war noch nicht viel geschehen — mußten alle gleichzeitig betrieben und daher vollständig eingerichtet werden. Baustelle 1 lag westlich des Maaskanals und ihre Einrichtung südlich der Brücke, da die Dortmunder Union sich auf der Nordseite niedergelassen hatte. Zur Anfuhr stand der Verbindungskanal und ein Umschlagsplatz am linken Kanalufer zur Verfügung. Baustelle 2 umfaßte den rechts des Maaskanals gelegenen Teil der Kanalbrücke und war durch den Eisenbau in der Einrichtung nicht beschränkt. Baustelle 3 bestand aus dem linksufrigen Teil der Maasbrücke und dem Strompfeiler 8, zu dem eine Förderbrücke führte. Die Einrichtung stand in der Hauptsache auf der Nordseite, da Hein Lehmann sich südlich eingerichtet hatte. Ähnlich war es auf Baustelle 4 am rechten Maasufer, die das östliche Endwiderlager und den Strompfeiler 9 umschloß. Durch verschiedene Umstände hatte sich die Bauzeit auf das eine Jahr 1916 zusammengedrängt, in dem auf Baustelle 1 und 2 12 200 cbm und auf Baustelle 3 und 4 26600 cbm Beton geleistet werden mußten. Im Hintergrunde drängten nicht nur die planmäßig anrückenden beiden Eisenbaufirmen, sondern auch der Erdbetrieb von Holzmann & Cie., der die schwierigste Aufgabe zu lösen hatte.

Um ein richtiges Ineinandergreifen der vier Unternehmungen von Anfang an sicherzustellen und um jederzeit eine Übersicht über die erwartete und die wirkliche Leistung zu haben, wurde Ende 1915 ein Bauprogramm ausgearbeitet, auf das sich Sager & Wörner verpflichtete und das die Grundlage für die Maßnahmen der drei anderen Unternehmungen war und blieb. Die durchschlagende Wirkung eines solchen auf dem Laufenden gehaltenen Programmes auf den Baufortgang erleichterte die Bauleitung für beide Teile und sicherte einen wirtschaftlichen Betrieb durch rechtzeitiges Gegenüberstellen, z. B. auch der aufgewendeten Mittel für Arbeitskraft u. dgl. gegenüber den veranschlagten. (Abb. 14.)

Die aus der Heimat anrollenden Bahnwagen wurden am Maaskai des alten Bahnhofes Visé auf Schuten umgeladen und von hier mit zwei Dampfern mit zusammen 75 PS zu den Baustellen 1—3 geschleppt. Zur Baustelle 4 führte ein Anschlußgleis, das später flußabwärts verlängert wurden bis zur Naßbaggerstelle und zur Kiesabfuhr, auch für andere Zwecke diente. Zwischen Baustelle 2 und 3 lag am Verbindungskanal eine nur zeitweilig arbeitende Zuckerfabrik, in welcher sofort die Werkstätte und das Lager eingerichtet wurden und welche mit ihrer 100-pferdigen Maschine auch den Strom für die elektrische Baustellenbeleuchtung und einige Baugeräte lieferte. Dicht dabei war ein Haus für Wohn- und

Bureauzwecke verfügbar. Die wenigen deutschen und vielen einheimischen Arbeiter fanden in Visé gute Unterkunft, und nur wenige mußten in Baracken untergebracht werden. Die große Mehrzahl der ungelernten Arbeiter waren Flamen aus der Umgegend von Tongeren und Hasselt und kräftige Leute. Die Beifuhr der Baustoffe war einfach, da die Zementfabrik am Maaskanal dicht bei der Baustelle 1 lag und auf dem Wasserweg die drei anderen Baustellen bedienen konnte. Zwei kleine Schwimmbagger, die in Lüttich gemietet wurden und zusammen 18 PS hatten, baggerten den Kies ober- und unterhalb der Brücke aus der Maas in Schuten. Am rechten Maasufer beförderte ein schwimmender Elevator von 15 PS den Kies in die Muldenkipperzüge, die ihn mit Maschinenbetrieb auf der 0,60 m weiten Dienstbahn der Baustelle 4 zuführten. Für die Baustellen 2 und 3 war ein Handumschlag am linken Maasufer mit einer einfachen hölzernen Schiffslände eingerichtet, von der die Kieszüge mit Lokomotiven abgeführt wurden. Für Baustelle 1 lag der Umschlagplatz am linken Maaskanalufer, wohin die Schuten von Schleppern durch den Verbindungskanal gebracht wurden; Umschlag und Förderung geschah im Handbetrieb durch eine Lütticher eingearbeitete Akkordkolonne. Die Hausteine aus Namur wurden zum Teil auf dem Wasser-, zum Teil auf dem Bahnweg bezogen, da der Schiffsraum knapp war. Das ganze Dienstbahnnetz hatte 0,60 m Spur, und 4 Lokomotiven mit zusammen 200 PS bedienten die Baustellen 2 bis 4. Baustelle 1 bis 3 konnten an eine vorhandene Wasserversorgung anschließen, während für Baustelle 4 das Wasser aus der Maas gepumpt wurde. Da das nötige Großgerät nicht verfügbar war, mußte von einheitlicher Krafterzeugung abgesehen und mit wenigen Ausnahmen fast an jedes Baugerät eine Lokomobile angestellt werden, von denen zu letzt 13 Stück verschiedenster Größe mit zusammen 307 PS gleichzeitig arbeiteten. An die Fabrikzentrale konnten zwar 7 Motoren mit 100 PS angeschlossen werden, aber zur Zeit des Hochbetriebes wurden 28 Dampfkessel gefeuert, welche für ihre 690 PS unnötig viel Kohle und Bedienung verlangten. Das Holz kam meist aus Bayern fertig verarbeitet an und nur wenige Rüstungen oder Hochbauten wurden bei der Fabrikzentrale abgebunden, da unter den Belgiern sich wenige gute Zimmerleute fanden. Die Kohlen lieferte Lüttich auf dem Bahnwege meist in schlechter Beschaffenheit, während das Eisen allermeist aus Deutschland bezogen werden mußte.

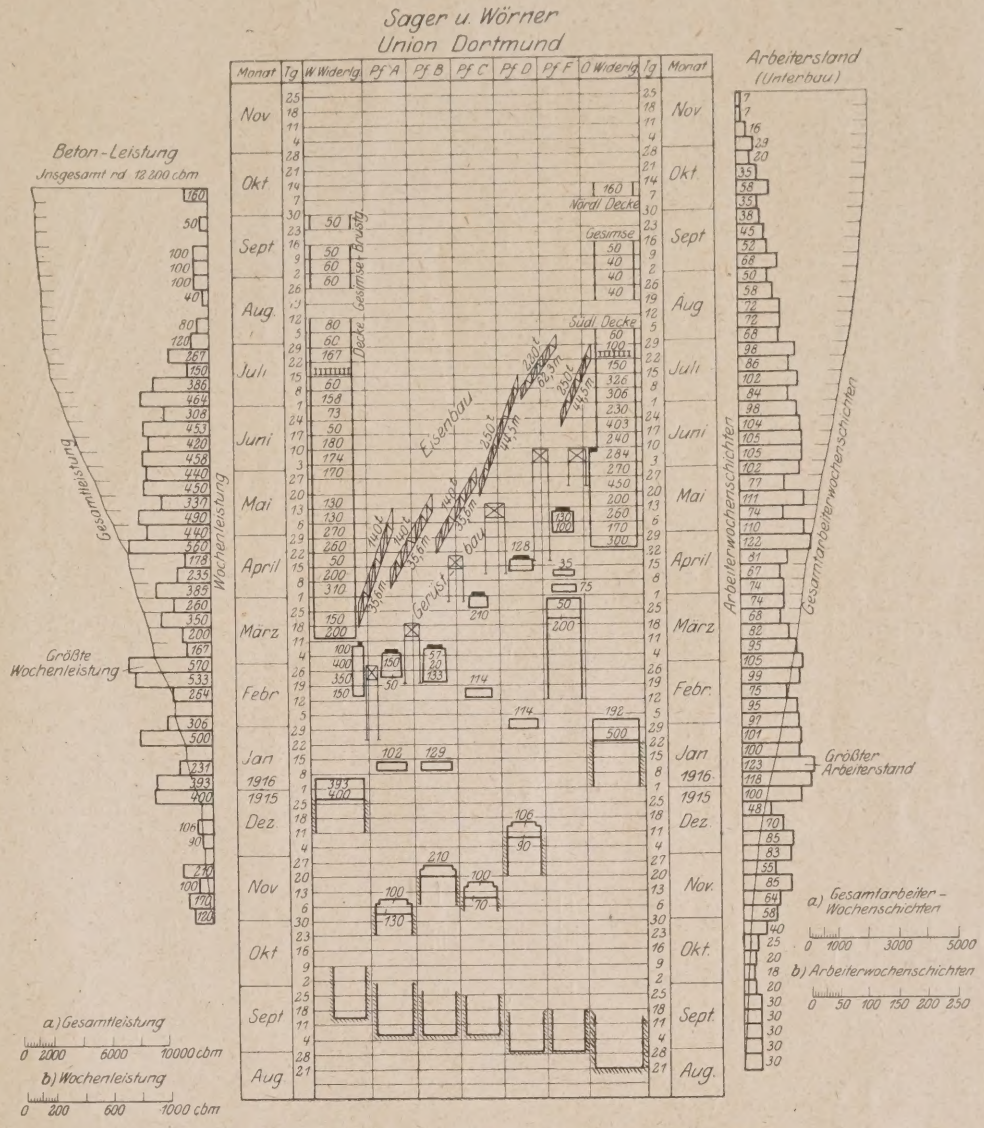


Abb. 14. Das nach der Ausführung berichtigte Bauprogramm für den Unterbau und Eisenbau der Maaskanalbrücke.

9. Baustelle 1.

Da der Platz nördlich der Brücke für die Dortmunder Union bestimmt war, wurde die ganze Einrichtung von Sager & Wörner auf der Südseite angelegt. Die Baugruben boten keine Schwierigkeiten, da der obere Lehm mit steiler Böschung stand und nur der Kies eingeschalt werden mußte. Nach anfänglicher Unterschätzung der Wasserhaltung wurden bald zwei 20-pferdige und eine 15-pferdige Lokomobile mit den zugehörigen Kreiselpumpen aufgestellt und in Tag- und Nachtbetrieb bis Ende 1915 auch die großen Baugrubenteile des westlichen Endwiderlagers und die infolge der Kanalnähe stark wasserliefernde Grube für den Pfeiler D bis zur endgültigen Tiefe ausgeschachtet. (Abb. 15.)

Da der Eisenbau am Westende beginnen wollte, mußte auch die Betonarbeit von West nach Ost fortschreiten. Neben dem Zementschuppen reihte sich das Maaskieslager und die Betonmischanlage mit 20-pferdige rLokomobile an. Bei der geringen Höhe der Zwischenpfeiler A—D konnte von einem durchlaufenden einseitigen Versetzgerüst abgesehen werden, wodurch jedoch auch der Vorteil eines einheitlichen und stehenbleibenden Aufzuges für den Beton verloren ging. Die vorbereiteten Schaltafeln der Pfeiler wurden mit Leitern und fliegenden Gerüsten aufgestellt, der Beton in die Fundamente aus den Muldenkippern gekippt und in die Sockelbauten geschaufelt. Für den Pfeilerschaft C—E wurden die Mulden mit einem behelfsmäßig zusammengebauten hölzernen Schwenkkran gehoben, dessen Drahtseil von der Lokomobile der Mischanlage mitgetrieben wurde.

Beim großen und hohen westlichen Endwiderlager konnten

Arbeitsrüstungen für die Schalung und das Einbringen des Betons nicht entbehrt werden, und sie wurden zwischen den 3 Flügelmauern immer für eines der 3 Stockwerke eingebaut, während die Außenschalung mit einem leichten Leitergerüst aufgestellt wurde. Die Betonmulden hob ein Turmdrehkran mit 12-pferdigem Motor auf die Stockwerke, wo sie auf der 0,60 m-Spur zur Arbeitsstelle gefahren wurden. Zur Arbeitsbeschleunigung übernahm der Turmdrehkran nach einiger Zeit das Betonieren des Schaftes von Pfeiler A u. B, und an seine Stelle wurde auf dem fertigen Teile des Endwiderlagers ein Lafettendrehkran mit 12-pferdigem Motor aufgestellt, der die oberen Stockwerke der Flügelmauern, die Decken und sonstigen Aufbauten fertigstellte und zuletzt auf der fertigen Eisenbrücke stand.

beim Widerlager wurden jedoch die ganzen Muldenkipper in einem hölzernen Aufzug gehoben und nach den zwischen den Flügelwänden eingebauten Arbeitsrüstungen verfahren. Da die Flügelbauten nicht rechtzeitig fertig wurden — der Aufzug wurde von der schwachen Lokomobile der Mischanlage mitbetrieben und förderte nicht rasch genug — und der Anschlußkegel immer höher wuchs, mußte zuletzt noch die ganze Mischanlage mit Aufzug an die Südseite der Auflagerstirn so

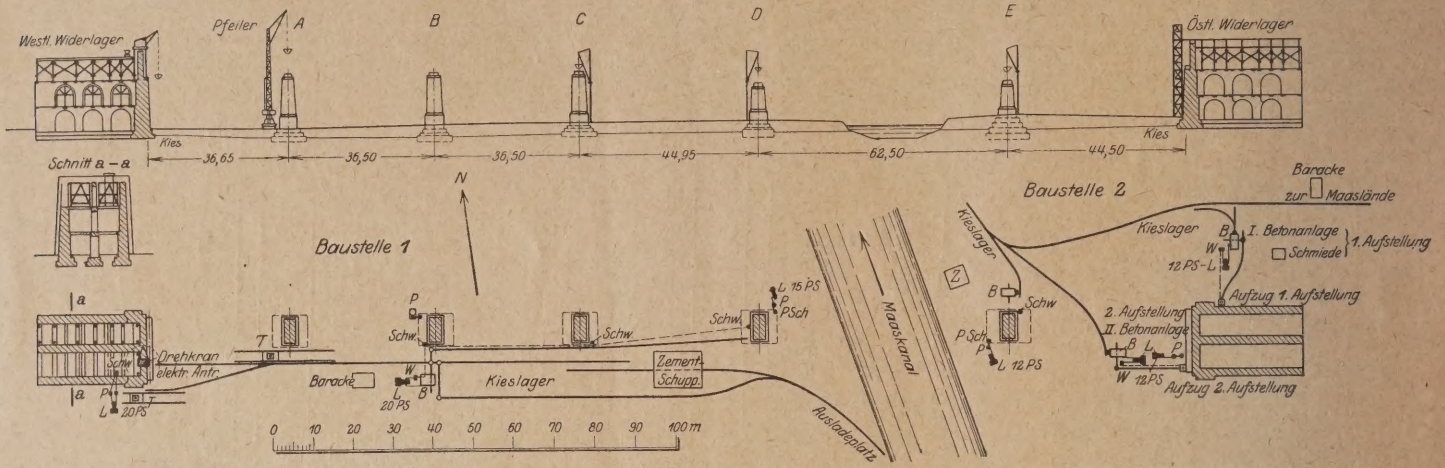


Abb. 15. Einrichtung der Baustellen 1 und 2 für den Unterbau der Maaskanalbrücke.

10. Baustelle 2.

Da die Gründung des Pfeilers E wegen der Kanalnähe bis unter dessen Sohle hinabgeführt werden mußte und kein Fördergerät zur Verfügung stand, gestaltete sich hier der Handbetrieb für den Baugrubenaushub ziemlich langwierig und kostete eine starke Wasserhaltung, zu deren Betrieb eine 12-pferdige Lokomobile verwendet wurde. Beim östlichen Widerlager war trotz der größeren Baugruben keine größere Wasserhaltung nötig als bei Pfeiler E. Das den Kies von der Maasländе herbeiführende 0,60 m-Gleis lag auf der Nordseite und bediente mit je einem kurzen Stichgleis die Betonmischmaschinen am Pfeiler E und am östlichen Endwiderlager, welche jedesmal durch eine 12-pferdige Lokomobile angetrieben wurden. An Pfeiler E wurde der Beton in Mulden wieder mit dem behelfsmäßigen hölzernen Schwenkmast, umgestellt werden, daß sie der Schüttung und dem Eisenbau aus dem Wege war.

Der Baugrubenaushub der ganzen Maaskanalbrücke dauerte 5 Monate, das Einbringen des Betons nicht ganz 12 Monate. Die ersten Auflager standen bereits Mitte März 1916, die letzten Anfang Juni 1916 dem Eisenbau zur Verfügung. Der Mangel an leistungsfähigem Großgerät, der sich beim Zusammendrängen der 12200 cbm Beton auf ein einziges Baujahr bald als vorhanden erwies, wurde erfolgreich durch längeres Arbeiten in zwei 12-stündigen Schichten, also durch Tag- und Nachtarbeit, ausgeglichen und der Eisenbau konnte planmäßig beginnen. Die größte Wochenleistung war 570 cbm Beton bei 123 Arbeitern, die mittlere Wochenleistung 240 cbm Beton an beiden Baustellen zusammen.

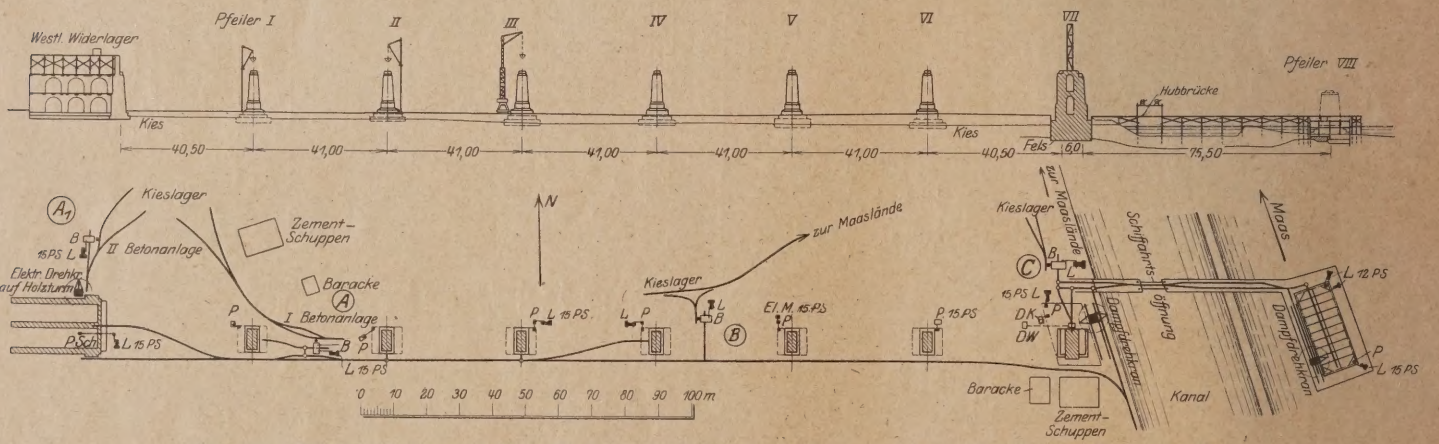


Abb. 16. Die Einrichtung der Baustelle 3 für die linksufrigen Pfeiler und den Staupfeiler 8 der Maasbrücke.

11. Baustelle 3.

Von der nördlich der Brücke liegenden Kiesbahn wurden 3 Stichgleise zu den 3 Betonmischanlagen A, B u. C, zwischen Pfeiler I u. II, Pfeiler IV u. V und am linken Maasufer gelegt und ein Kiesvorrat herbeigeführt. Der Zement wurde in 2 Schuppen untergebracht. Der Eisenbau sollte am Westende beginnen und nach Osten fortschreiten. Trotzdem hatte

man mit dem Baugrubenaushub an den Zwischenpfeilern im Spätjahr 1915 begonnen, um die Zeit vor dem Eintreffen des Großgerätes nicht zu versäumen. Der Gewinn war jedoch gering und ein richtiger Betrieb setzte erst im Winter 1915/16 ein, nachdem die Baustelle planmäßig eingerichtet war. (Abb. 16.) Um wenigstens einige von den vielen angefangenen und schwach eingebauten Baugruben der Zwischenpfeiler zu retten, mußte das wichtige westliche Endwiderlager zunächst zurückgestellt werden. Der Bauvorgang der Zwischenpfeiler 1—6 ähnelte dem der Maaskanalbrücke; der Baugrubenaushub wurde geschaufelt und immer 2 Pfeilergruben gleichzeitig ausgehoben. Ein auf der Südseite durchgehend verlegtes Gleis gestattete mit der Leistung beider Betonmischanlagen A und B, die meist notdürftig abgesteiften Baugruben, welche wiederholt unter Maasanschwellungen gelitten hatten, rasch hintereinander zuzubetonieren. Bei Pfeiler 1 und 2 förderte ein hölzerner Schwenkmast, bei Pfeiler 3—6 ein Turmdrehkran den Beton in eisernen Mulden hoch. Die Betonanlage A wanderte von Pfeiler 1 und 2 später zum westlichen Endwiderlager, bei dem die Mulden auf die zwischen den Flügelmauern eingebauten Arbeitsgerüste von einem elektrisch betriebenen auf einem hohen Holzturme stehenden Drehkran gehoben wurden. Die 15-pferdige Lokomobile betrieb Mischmaschine A und eine gleichstarke stand für die Wasserhaltung zur Verfügung. Uferpfeiler 7 mußte auf den Fels gegründet werden und erhielt, wie die anderen Strombauten, eine Baugrubensicherung aus eisernen Spundwänden, System Larsen Nr. 2. Unter anfänglicher Leitung der die Spundwände liefernden Dortmunder Union wurden die Spunddielen für den viergleisigen Unterbau paarweise mit einer 2 t-Dampframme Anfang 1916 in 6 Wochen geschlagen. Der Aushub wurde mit einem fahrbaren Dampfdrehkran aus Lüttich gehoben und die Felssohle bis Mitte Mai freigelegt. Zwei Pumpen, davon eine ein Puisometer mit eigenem Kessel, hielten das Wasser und erleichterten das Absenken der Saugrohre dadurch, daß zeitweilig eine Pumpe unter Mehrbelastung der andern aussetzen konnte. Die Mischanlage C hatte eine 15-pferdige Lokomobile und gab Wochenleistungen bis zu 950 cbm im Tag- und Nachtbetriebe. Der Beton für das Aufgehende wurde in den Kippmulden mit einem hölzernen Aufzuge gehoben, der durch eine Dampfwinde betrieben wurde. Für die Schalung wurde ein Leitergerüst verwendet, das auch das Versetzen der Hausteine am flußseitigen Auflagerbau erleichterte. Der Strompfeiler 8 erhielt ringsum eine Rammbühne und wurde durch eine zweigleisige Holzbrücke mit der Mischanlage C am linken Ufer verbunden. Die schwachen Tragpfähle schlug eine Dampfschwimmramme. Die Larsenspundwand wurde von der 2 t-Dampframme in fünf Wochen geschlagen und hat sich bei einem Wasserdruck von 8 m Höhe nach richtiger Auskalfaterung und starker Aussteifung zwar als sicher erwiesen und war tief genug in den schiefrigen Grund eingedrungen; gleichwohl wäre aber das stärkere Profil 3 besser gewesen und hätte an zeitraubender Zimmerarbeit erspart. Das Wasser hielten 3 Pumpen mit zwei 15-pferdigen und einer 12-pferdigen Lokomobile. Die an und für sich unwirtschaftliche Zersplitterung erleichterte wieder das Absenken der Pumpenschächte und Hochheben der Saugrohre beim Betonieren. Ein einziger Wassereinbruch beim Freilegen der Felssohle wurde durch rasches Eingreifen bewältigt. Ein fahrbarer Dampfdrehkran wie bei Pfeiler 7 förderte auch den Aushub bei Pfeiler 8, während die Mischanlage C den Beton lieferte. In ununterbrochener Tag- und Nachtarbeit wurde binnen 3 Wochen der Aushub und binnen 6 Wochen der Pfeiler 8 selbst hergestellt. Die Hausteinverkleidung ersparte die Schalarbeit und konnte ohne Gerüst vom Pfeiler aus versetzt werden.

Ende Juni 1916 stand das Auflager am westlichen Brückenende der Dortmunder Union, Anfang Juli das am Strompfeiler 8 Hein Lehmann für den Eisenbau zur Verfügung. In 29 Arbeitswochen wurden 13 100 cbm Beton geleistet, so daß mit den 3 Mischanlagen eine gemittelte Wochenleistung von 450 cbm Beton erzielt wurde.

12. Baustelle 4.

Sie war die einzige Baustelle mit einem normalspurigen Anschluß an den tiefliegenden alten Bahnhof Visé, neben dem Lager, Werkstätte, Bureau, Zementschuppen und Mischanlage aufgestellt wurden. Das Kieslager war auf der Nordseite angelegt und hatte o,6o m Gleisverbindung mit der weiter abwärts gelegenen Kiesbaggerstelle. (Abb. 17.) Zum Strompfeiler 9 schlug die Schwimmramme die zweigleisige Holzbrücke zweimal, da sie Weihnachten 1915 vom Hochwasser fortgerissen worden war. Eine Dampframme schlug auf ringsum gebauter Rammbühne die Larsenspundwand diesmal in 3 Wochen. Am östlichen Endwiderlager arbeiteten zwei Rammen, von denen eine allerdings recht schwach war, und beendeten am Auflagerbau die Rammarbeit in wenig mehr wie 2 Wochen, da die Mannschaft sich inzwischen eingearbeitet hatte. Nach einem zweiten Hochwasser im Februar 1916, das die Arbeit 8 Tage lang stillegte, wurde die Grundung auf dem Fels mit je einem Dampfdrehkran für den Strompfeiler 9 und den östlichen Auflagerbau in Tag- und Nachtschicht rasch durchgeführt. Zur Erleichterung der Wasserhaltung und Erhöhung der

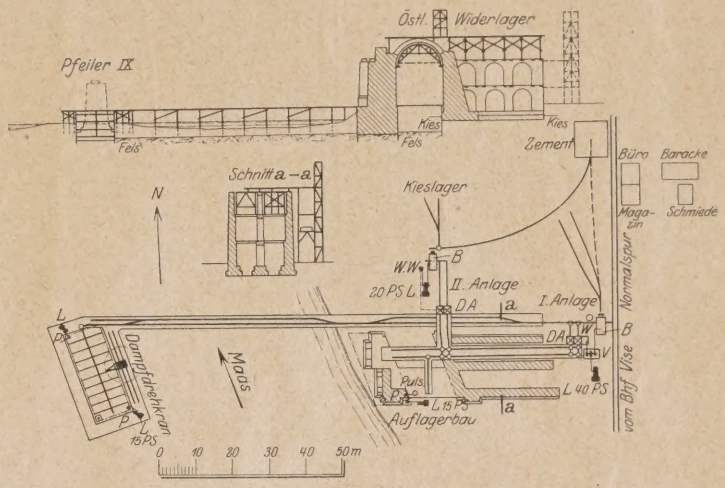


Abb. 17. Die Einrichtung der Baustelle 4 am rechten Ufer für den Unterbau der Maasbrücke.

Standsicherheit der Spundwände hatte man den Aushub außen rings um die Spundwand geschüttet und dadurch das große Hochwasser ohne Schaden überstanden. Die Wasserhaltung am Pfeiler 9 besorgten 3 Pumpen mit 2 Lokomobilen von 12 und 15 PS und einem Motor von 12 PS. Die Wasserhaltung am Auflagerbau, der nicht mehr ganz im freien Strom stand, war einfacher und bediente sich neben einer 15 PS-Lokomobile mit Kreiselpumpe noch mit gutem Erfolge eines schon auf Baustelle 3 verwendeten Dampfpulsometers. Da der Eisenbau von Hein Lehmann am rechten Ufer beginnen mußte, wurde die größte Betonanlage von allen 4 Baustellen hier eingerichtet. Sie stand dicht am Vollbahngleis und bestand aus einer 40-pferdigen Lokomobile, welche mit Vorgelege die Mischmaschine und die Winde eines doppelten Muldenkipperaufzuges betrieb. Zwischen den beiden nördlichen Flügelwänden wurde ein aus 3 Stockwerken bestehendes Arbeitsgerüst errichtet, auf dem die Betonwagen zweigleisig verkehrten und ihren Inhalt über Schüttrinnen in die Schalung abgaben. Um die Leistung zu steigern, wurde nicht nur bald Doppelschicht eingeführt, sondern auch noch eine zweite Betonanlage mit 20-pferdiger Lokomobile und besonderem Aufzuge dicht nördlich näher dem Auflagerbau und außerhalb des Dammkegels auf einem durch Ablagerung des Baugrubenaushubes hochwasserfrei gelegten Platze aufgestellt, wodurch auch in den oberen Bauteilen eine Wochenleistung bis 780 cbm Beton möglich wurde. Mit fortschreitender Dammschüttung mußte die erste Betonanlage außer Betrieb gesetzt und umgestellt werden. Das Gewölbe für die Straßenunterführung wurde auf

einem freitragenden Lehrgerüst in zwei Teilen gestampft, Das Lehrgerüst wurde nach dem Vorbilde der Tennetschluchtbrücke gebildet, das in meinem „Bau und Berechnung gewölbter Brücken und ihrer Lehrgerüste" — Springer, Berlin 1913 — eingehend beschrieben ist. Die auf ebener Erde zusammengebauten Binder waren hölzerne Zweigelenk-Fachwerkbogen und wurden als Ganzes hochgehoben und auf die Kragsteine im Gewölbewiderlager abgesetzt. Zur Vermeidung von Rissen beim Wölben wurden die im vorhin erwähnten Buche beschriebenen Sparfugen beiderseits oberhalb des Kämpfers wieder mit Erfolg angelegt. Für den zweiten Gewölbeteil wurde das Lehrgerüst als Ganzes verschoben. Beim eigentlichen Auflagerbau und beim Strompfeiler 9 wurde die Schalung durch die Hausteinverkleidung ersetzt. Man verlegte jeweils eine durchlaufende Binderschicht und darauf die Läuferschicht vor Kopf in einer Arbeitsschicht und betonierte in der folgenden Schicht aus. Strompfeiler 9 war mit beinahe 1900 cbm Beton und Mauerwerk nach wenig mehr als 7 Wochen fertig und auch am Endwiderlager war der Auflagerbau mit über 3300 cbm Beton und Mauerwerk nach 6½ Wochen Tag- und Nachtbetrieb bis Ende Mai 1916 fertig und konnte dem Eisenbau freigegeben werden. Das ganze östliche Endwiderlager verschlang 11 600 cbm; die 13 500 cbm der Baustelle 4 beanspruchten 28 Arbeitswochen, von denen die Mehrzahl Tag- und Nachtbetrieb hatte, und die gemittelte Wochenleistung von 482 cbm Beton stellt eine gute Leistung der örtlichen Bauleitung dar, welche gerade hier aus dem verfügbaren Gerät das Menschenmögliche herausgeholt und den großen Bauteil umsichtig geleitet hat. Abb. 18.

Unter Einrechnung des Kiesbaggerbetriebes waren an Baustelle 3 und 4 gleichzeitig 531 Arbeiter beschäftigt. Die größte Wochenleistung beider Baustellen zusammen betrug 1911 cbm Beton. Die Hauptmasse von den 26 600 cbm Beton und Mauerwerk für die Maasbrücke wurde in den 7 Monaten März bis September 1916 geleistet. Die ganze Bauzeit betrug 14 Monate.

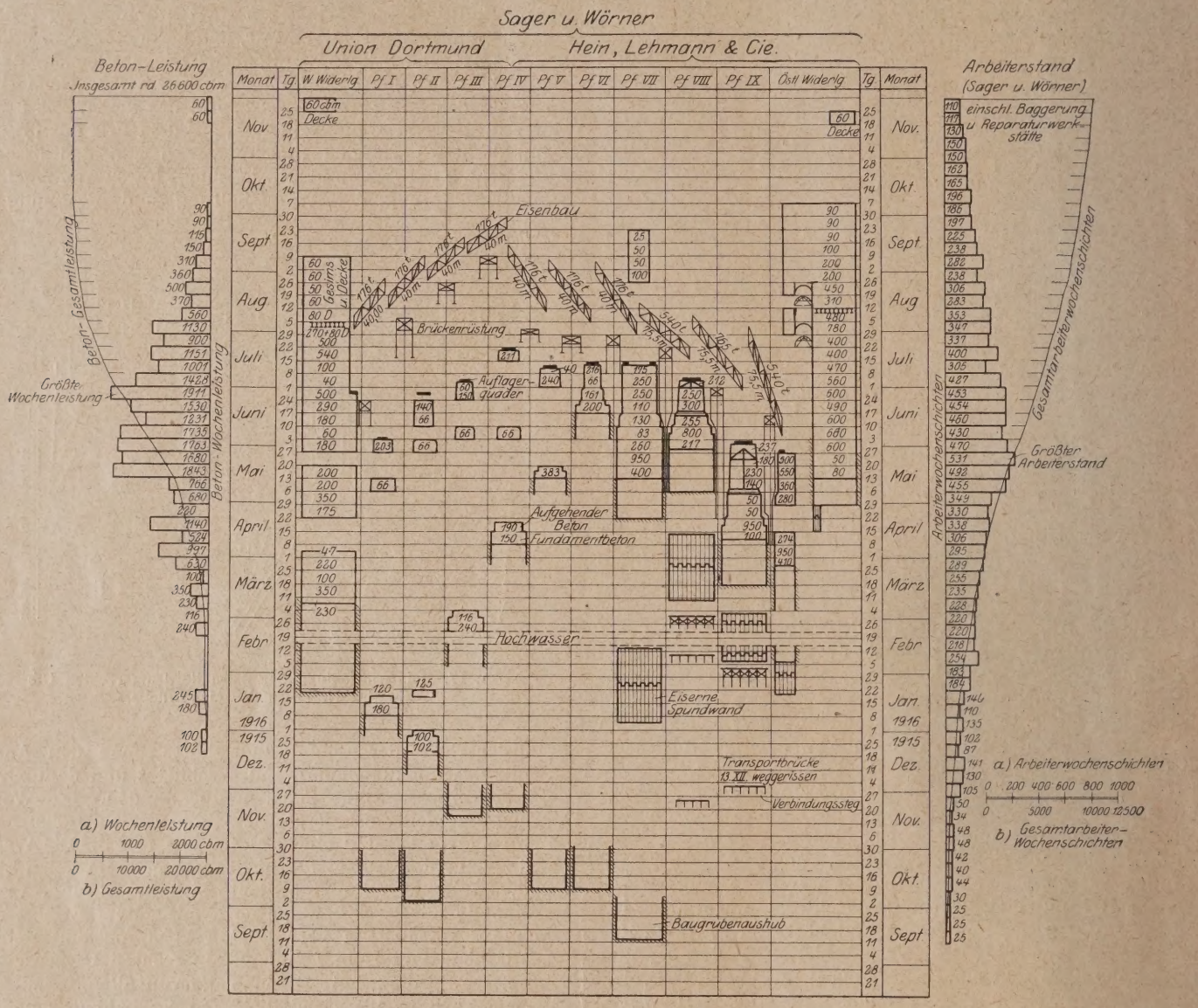


Abb. 18. Das nach der Ausführung berichtigte Bauprogramm für den Unterbau und Eisenbau der Maasbrücke.

Der manchmal fühlbare Mangel an genügend neuzeitlichem Großgeräte, insbesondere für die Wasserhaltung und Höhenförderung, wurde durch den vorbildlichen und rastlosen Eifer, mit der die Unternehmung den Bau betrieb, mit Erfolg ausgeglichen und die im Bauprogramm vereinbarten Zeitpunkte für den Beginn des Eisenbaues und den Fortgang der Erdschüttung wurden durchweg eingehalten, obwohl sie Anfang 1916 auf höhere Weisung erheblich früher gelegt werden mußten, als ursprünglich angenommen worden war. Die Unternehmung verdiente sich denn auch die für die Früherlegung ausgesetzte Prämie. Hier wie bei den vielen anderen Kriegsbahnbauten größeren Umfanges drängte sich immer wieder die Beobachtung auf, daß im großen Ganzen die Entwicklung des Großgerätes für den Tiefbau im Vergleich zu den übrigen Fortschritten des

Maschinenbaues stark zurückgeblieben ist und daß die Hauptmängel fast jeder größeren Baueinrichtung immer wieder in einer unwirtschaftlich zersplitterten Krafterzeugung und in einer ungenügenden Arbeitsgeschwindigkeit der Großgeräte liegen. Eine Abhilfe ist erst dann zu erwarten, wenn der Bauingenieur auf der Hochschule gründliche Kenntnisse im Maschinenbau erwirbt und auf die Fortentwicklung seiner Großgeräte selbst mehr bestimmend einwirkt.

13. Der Uferschutzbau.

Zum Schutze des nur mit dem Auflagerbau auf den Fels gegründeten östlichen Maasbrückenwiderlagers und des anschließenden hohen Bahndammes vor dem Hochwasser der Maas, das anfangs 1916 zweimal beobachtet werden konnte, wurde die Uferlinie in die Maas durch einen Kiesdamm mit hochwasserfreier Krone vorgerückt, der zugleich die Straße nach Navagne und ein normalspuriges Anschlußgleis nach der flußabwärts gelegenen Kiesbaggerstelle aufnahm. (Abb. 19.) Der Damm wurde auf einem Steinfuße gegründet, dessen obere Krone über dem Niederwasser liegt und die 1 m breite Berme bildet, an welcher die Kiesböschung 4:5 anschließt. Die Böschung wurde mit 0,20 m starkem Beton verkleidet, der in quadratischen Flächen mit 1 m Seitenlänge und 0,02 m weiten Fugen gestampft wurde und sich dadurch den unvermeidlichen Formänderungen der Schüttung rissefrei angepaßt hat. Nur die oberen 2 m der Böschung wurden mit Rasen verkleidet.

14. Die Baukosten der beiden Brücken.

Auch für den Unterbau war ein Kolonialvertrag abgeschlossen worden, nach dem die wirklichen Selbstkosten nebst einem angemessenen Zuschlag für Gewinn und heimischen Verwaltungsaufwand bis zu einer Höhe vergütet wurden, welche in einem Verdingungsanschlage mit festen Einheitspreisen festgelegt war. Nach den Preisen dieses Verdingungsanschlages hatten sich folgende Beträge ergeben, welche aber nicht der wirklichen Vergütung entsprechen:

	Maaskanal	Maas
Beton B . . . . . cbm	12 200	26 600
Unterbau-Kosten K . . . . . M.	650 000	1 650 000
Länge zwischen den Lagern L_1 . . m	260,80	536,00
Länge zwischen den Flügelenden L_2 m	306,80	607,50
Einheitskosten $\frac{K}{B}$ für 1 cbm Beton . M.	53	62
Unter- u. Eisenbau-Kosten G . . . M.	1 330 000	3 270 000
Kosten für den Meter Brücke $\frac{G}{L_1}$. M.	5 100	6 100
„ „ „ „ „ „ $\frac{G}{L_2}$. M.	4 335	5 383

Da die Bauarbeiten sich in der kürzesten Zeit abwickelten, haben alle drei Unternehmungen, Sager & Wörner, Dortmunder Union und Hein, Lehmann & Cie., den im Kolonialvertrag vorgesehenen Verdienst erzielt, der aber innerhalb der im Frieden üblichen angemessenen Grenzen blieb und nicht zu einem in manch anderen Industriezweigen üblichen Kriegsgewinn anwuchs. Alle drei Unternehmungen haben unter damals schon schwierigen Verhältnissen technisch hervorragende Leistungen durch Umsicht und Tatkraft erzielt. Vorbildlich sind auch die Leistungen der militärischen Bauleitung bei Entwurf, Bauvorbereitung und Durchführung gewesen. Die meist den deutschen Eisenbahnverwaltungen entstammenden Mitglieder des Streckenbauamtes Visé haben trotz des offenbaren Mißverhältnisses zwischen ihrer Löhnung und dem Einkommen der Unternehmerbeamten mit unermüd-

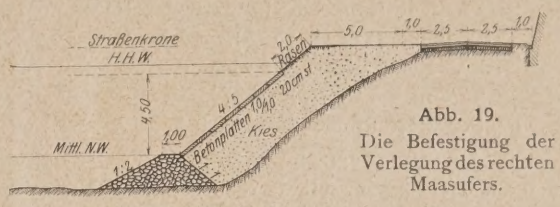


Abb. 19.
Die Befestigung der Verlegung des rechten Maasufers.

lichem Eifer ihre Aufgaben, mit deren Größe die Arbeitsfreude wuchs, gelöst, von denen die beiden Maasbrücken nur einen Teil bildeten. Die frühzeitige Fertigstellung der Kriegsbahn Tongeren—Aachen hat wesentlich zum erfolgreichen Ausgang der Abwehrschlacht in Flandern beigetragen und bildete damit für alle Beteiligten die schönste Belohnung. Die beiden Maasbrücken bilden im fremden Lande ein Zeugnis für das Können des deutschen Brückenbaues und sind außerdem ein dauerndes Zeichen dafür, daß der Krieg nicht nur Werte vernichtet, sondern gerade im Feldeisenbahnwesen Werte geschaffen hat, von denen vielleicht doch noch ein Nutzen für unser Land ausgehen wird.

15. Zusammenfassung.

Nach kurzen Angaben über die Kriegsbahn Tongeren—Aachen, der Umgehungsbahn der belgischen Strecke Aachen—Lüttich, wird der Entwurf und Bau der beiden eisernen Bahnbrücken über die Maas und den Maaskanal Lüttich—Mastricht bei Visé beschrieben und dabei besonders bei der Baustelleneinrichtung und dem Baubetriebe der Eisenbau- und Tiefbaufirmen verweilt.

Heidelberg, im Juni 1920.

Dr.-Ing. Gaber, Oberbauinspektor.

ZUR FRAGE DER NORMALSPANNUNGEN IN VERBUNDKONSTRUKTIONEN,

insbesondere über höhere zulässige Eisenspannungen bei Verwendung von hochwertiger Eisen- bzw. Stahlbewehrung

Von Dr.-Ing. A. Fruchthändler, Bremen.

(Ausgezeichnet mit einem Preise vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton im Jahre 1920).

(Schluß von Seite 668.)

11. Untersuchung des Einflusses der Schwindspannungen.

Zu den Ursachen, welche in erster Linie ein Reißen des Betons zur Folge haben, gehören bekanntlich die Schwindspannungen. Es ist daher wichtig, wenn man die Frage der Entstehung von Rissen im Beton infolge der zulässigen Eisenspannung untersucht, den Einfluß der Schwindspannungen im Zusammenhang mit der Eisenspannung näher zu beleuchten. Bekanntlich entstehen infolge des Schwindens des Betons an der Luft infolge des Widerstandes der Eiseneinlagen im Beton Zugspannungen, im Eisen selbst Druckspannungen. Die Größe dieser Spannungen ist abhängig von dem sogenannten Schwindmaß des Betons und von den Querschnittsabmessungen. Je größer der Eisenquerschnitt, um so größer die Schwindspannungen im Beton. Wie die Untersuchungen von Baurat Perkuhn und Oberbaurat Labes ergeben haben (vergl. Abhandlung im Zentralblatt der Bauverwaltung 1916, Heft 12, 13 u. 14), kann die Schwindspannung unter Umständen in größerem Maße die Entstehung der ersten Risse im Beton beeinflussen als die Zugspannungen infolge der Biegungsmomente. Es leuchtet also ein, daß auch von diesem Stand-

punkt aus eine Anhäufung von Eiseneinlagen nicht wünschenswert erscheint. Es wird daher unter sonst gleichen Umständen für eine höhere zulässige Eisenspannung der geringeren Eiseneinlage entsprechend auch eine geringere Schwindspannung im Beton entstehen. In welchem Maße sich dieser Einfluß geltend macht, soll nachstehend eingehender untersucht werden. Der rechnerische Nachweis der Schwindspannungen erfolgt nach dem von Ing. Herzka in der Zeitschrift für Betonbau, J. 1917, Heft 7 u. 8 in mustergültiger Weise aufgestellten Beziehungen.

12. Platten und Rechtecksbalken.

Für Platten und Rechtecksbalken lassen sich diese Beziehungen ähnlich wie bei den Zugspannungen für das Stadium I in eine allgemeine Form bringen.

Bezeichnet

S das spezifische Schwindmaß des Betons (es sei z. B. $S = 0{,}000\,41 = 41 \cdot 10^{-5}$),

E das Elastizitätsmaß des Eisens ($E = 2\,100\,000\ kg/cm^2 = 21 \cdot 10^5$),

F_b der Betonquerschnitt $= b\,h$,

f_e der Eisenquerschnitt,

so gilt nach Herzka für einen rechteckigen Querschnitt mit einfacher Bewehrung für die mittlere Schwindspannung:

$$\sigma_{bi} = \frac{f_e}{F_b + 15\,f_e}\,S\,E = \frac{f_e}{b\,h + 15\,f_e}\,S\,E$$

mit $f_e = t\sqrt{M\,b}$; $h - a = r\sqrt{\frac{M}{b}}$ und $h = r_1\sqrt{\frac{M}{b}}$

(vgl. die Beziehungen auf S. 665).

$$\sigma_{bi} = \frac{t\sqrt{M\,b}\,S\,E}{b\,r_1\sqrt{\frac{M}{b}} + 15\,t\sqrt{M\,b}} = \frac{S\,E}{\frac{r_1}{t} + 15} = \frac{S\,E}{D}$$

Der Wert D ist nur von den Koeffizienten r und t abhängig und somit für bestimmte Spannungswerte σ_b/σ_e konstant.

Ferner ergibt sich die Schwindspannung nach Gl. (X) ob. Quelle:

$$\sigma_{bu} = \sigma_{bi}\left(1 + \frac{b_{ui}\,F_b\,l_b}{J_i}\right)$$

$$\frac{b_{ui}}{J_i} = \frac{h - x}{\frac{1}{3}\,b\,x^3 + \frac{1}{3}\,b\,(h-x)^3 + n\,f_e\,(h - a - x)^2};$$

mit Rücksicht auf die Gl. (III) u. (IV) auf S. 665 ist

$$\frac{b_{ui}}{J_i} = \frac{\sigma_{bz}}{M}$$

wobei σ_{bz}, wie oben gezeigt wurde, einen festen Wert C darstellt; ferner ist mit

$$F_b = b\,h = b\,r_1\sqrt{\frac{M}{b}},$$

$$l_b = \frac{h}{2} - a = h\left(\frac{1}{2} - k\right) = 0{,}4\,h = 0{,}4\,r_1\sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$\sigma_{bu} = \frac{S\,E}{D}\left[1 + \frac{\sigma_{bz}}{M}\,b\,r_1\sqrt{\frac{M}{b}} \cdot 0{,}4\,r_1\sqrt{\frac{M}{b}}\right] = \frac{S\,E}{D}\,[1 + 0{,}4\,r_1^2\,C].$$

Danach ergibt sich z. B. für $\sigma_b/\sigma_e = 40/750\ kg/cm^2$ mit $r = 0{,}363$, $r_1 = 0{,}403$, $t = 0{,}0043$:

$$D = \frac{0{,}403}{0{,}0043} + 15 = 108{,}5,$$

$\sigma_{bz} = C = 25{,}9\ kg/cm^2$ (vgl. Tab. S. 666),

$S = 41 \cdot 10^{-5}$,

$E = 21 \cdot 10^5$,

$$\sigma_{bu} = \frac{41 \cdot 21}{108{,}5}\,[1 + 0{,}4 \cdot 25{,}9 \cdot 0{,}403^2] = \mathbf{21{,}3\ kg/cm^2};$$

für $\sigma_b/\sigma_e = 40/1200\ kg/cm^2$, $r = 0{,}411$, $r_1 = 0{,}456$, $t = 0{,}002\,28$:

$\sigma_{bz} = C = 24\ kg/cm^2$ (vgl. Tab. S. 666),

Tafel 3.

Dimensionierungs-Tabelle für Platten-Balken: $d < x$.

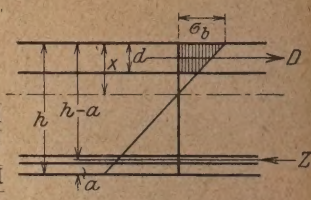
$n = 15$ $\qquad \sigma_e = 1000\ kg/qcm$

$$x = \frac{n\,\sigma_b}{\sigma_e + n\,\sigma_b}\,(h - a) = \alpha\,(h - a)$$

$$d = \beta\,(h - a)$$

$$h - a = \sqrt{\frac{1}{\frac{\sigma_b\,\beta}{2\,\alpha}\left[2\alpha - \beta - \alpha\beta + \frac{2\beta^2}{3}\right]}}\sqrt{\frac{M}{b}} = r\sqrt{\frac{M}{b}}$$

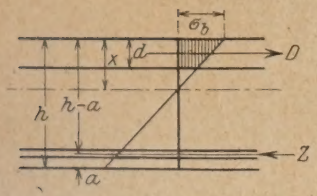
$$f_e = \frac{\sigma_b}{2\,\alpha\,\sigma_e}\left[2\,\alpha\,\beta - \beta^2\right]\,b\,(h - a) = t\,b\sqrt{\frac{M}{b}}$$



h—a / d	σ_b = / x =	20 / 0,231	25 / 0,273	30 / 0,310	35 / 0,344	40 / 0,375	kg/qcm (h_e — a)
3	h—a =	0,685	0,568	0,490	0,433	0,392	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e =	0,00158	0,00194	0,00228	0,00262	0,00290	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
4	h—a =	0,685	0,569	0,497	0,447	0,409	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e =	0,00158	0,00193	0,00222	0,00248	0,00273	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
5	h—a =	0,690	0,585	0,518	0,469	0,432	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e =	0,00157	0,00185	0,00210	0,00233	0,00253	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
6	h—a =	0,710	0,609	0,543	0,494	0,457	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e =	0,00151	0,00176	0,00199	0,00218	0,00237	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
7	h—a =	0,735	0,636	0,569	0,520	0,481	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e =	0,00145	0,00108	0,00188	0,00206	0,00223	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
8	h—a =	0,762	0,663	0,595	0,545	0,505	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e =	0,00139	0,00160	0,00178	0,00195	0,00210	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
9	h—a =	0,790	0,690	0,621	0,569	0,528	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e =	0,00133	0,00152	0,00170	0,00186	0,0020	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
10	h—a =	0,818	0,716	0,646	0,592	0,550	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e =	0,00128	0,00140	0,00162	0,00177	0,00191	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
11	h—a =	0,845	0,742	0,670	0,615	0,572	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e =	0,00123	0,00141	0,00156	0,00170	0,00133	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
12	h—a =	0,873	0,768	0,694	0,637	0,593	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e =	0,00119	0,00135	0,00150	0,00154	0,00176	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
13	h—a =	0,900	0,793	0,717	0,659	0,613	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e =	0,00115	0,00131	0,00145	0,00158	0,00169	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
14	h—a =	0,926	0,817	0,739	0,680	0,633	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e =	0,00112	0,00127	0,00140	0,00153	0,00164	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
15	h—a =	0,951	0,340	0,761	0,700	0,652	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e =	0,00109	0,00123	0,00136	0,00147	0,00158	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$

Tafel 4.

Dimensionierungs-Tabelle für Platten-Balken: d < x.



$n = 15$ $\qquad \sigma_e = kg/cm^2$

$$x = \frac{n\sigma_b}{\sigma_e + n\sigma_b}(h-a) = \alpha(h-a)$$

$$d = \beta(h-a)$$

$$h-a = \sqrt{\frac{1}{\frac{\sigma_b \beta}{2\alpha}\left[2\alpha - \beta - \alpha\beta + \frac{2\beta^2}{3}\right]}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = r\sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$f_e = \frac{\sigma_b}{2\alpha\sigma_e}\left[2\alpha\beta - \beta^2\right] b\,(h-a) = t\,b\sqrt{\frac{M}{b}}$$

h − a / d	σ_b = / x =	20 / 0,200	25 / 0,238	30 / 0,273	35 / 0,304	40 / 0,333	50 / 0,385	kg/cm² (h − a)
3	h − a	0,732	0,605	0,519	0,459	0,411	0,348	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00122	0,00149	0,00177	0,00202	0,00228	0,00274	$b\sqrt{\frac{n}{b}}$
3,2	h − a	0,732	0,605	0,519	0,459	0,411	0,350	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00122	0,00149	0,00177	0,00202	0,00228	0,00270	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
3,4	h − a	0,732	0,605	0,519	0,459	0,413	0,353	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00122	0,00149	0,00177	0,00202	0,00226	0,00267	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
3,6	h − a	0,732	0,605	0,519	0,459	0,416	0,357	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00122	0,00149	0,00177	0,00202	0,00224	0,00264	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
3,8	h − a	0,732	0,605	0,519	0,461	0,418	0,360	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00122	0,00149	0,00177	0,00201	0,00222	0,00260	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
4	h − a	0,732	0,605	0,520	0,464	0,423	0,364	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00122	0,00149	0,00176	0,00199	0,00220	0,00256	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
4,25	h − a	0,732	0,607	0,524	0,466	0,427	0,369	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00122	0,00149	0,00175	0,00195	0,00217	0,00252	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
4,50	h − a	0,732	0,608	0,528	0,473	0,433	0,374	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00122	0,00149	0,00173	0,00194	0,00214	0,00247	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
4,75	h − a	0,732	0,610	0,532	0,477	0,438	0,379	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00122	0,00149	0,00172	0,00192	0,00211	0,00243	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
5	h − a	0,732	0,611	0,535	0,483	0,443	0,384	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00122	0,00148	0,00169	0,00189	0,00207	0,00238	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
5,35	h − a	0,734	0,618	0,542	0,490	0,450	0,394	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00122	0,00146	0,00167	0,00184	0,00201	0,00231	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
5,65	h − a	0,738	0,622	0,550	0,497	0,457	0,399	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00121	0,00144	0,00165	0,00182	0,00198	0,00226	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$

h − a / d	σ_b = / x =	20 / 0,200	25 / 0,258	30 / 0,273	35 / 0,304	40 / 0,333	50 / 0,385	kg/cm² (h − a)
6	h − a	0,742	0,630	0,557	0,505	0,464	0,406	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00121	0,00142	0,00161	0,00178	0,00193	0,00222	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
6,50	h − a	0,752	0,642	0,570	0,517	0,476	0,418	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00119	0,00139	0,00157	0,00174	0,00188	0,00215	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
7	h − a	0,761	0,654	0,583	0,528	0,488	0,429	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00117	0,00136	0,00153	0,00169	0,00183	0,00208	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
7,50	h − a	0,773	0,666	0,595	0,541	0,500	0,440	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00115	0,00133	0,00150	0,00165	0,00178	0,00202	$b\sqrt{\frac{M}{a}}$
8	h − a	0,784	0,678	0,606	0,553	0,511	0,450	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00112	0,00130	0,00146	0,00160	0,00173	0,00196	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
9	h − a	0,809	0,704	0,630	0,576	0,534	0,471	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00108	0,00125	0,00140	0,00153	0,00165	0,00187	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
10	h − a	0,836	0,728	0,654	0,599	0,556	0,491	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00104	0,00120	0,00134	0,00146	0,00157	0,00178	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
11	h − a	0,861	0,754	0,678	0,621	0,578	0,510	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00101	0,00116	0,00128	0,00140	0,00151	0,00171	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
12	h − a	0,888	0,779	0,703	0,644	0,598	0,530	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00098	0,00112	0,00124	0,00135	0,00145	0,00164	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
13	h − a	0,915	0,802	0,724	0,665	0,618	0,548	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00095	0,00108	0,00120	0,00130	0,00140	0,00158	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
14	h − a	0,940	0,827	0,745	0,685	0,638	0,566	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00092	0,00105	0,00116	0,00126	0,00135	0,00153	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$
15	h − a	0,964	0,850	0,768	0,705	0,656	0,583	$\sqrt{\frac{M}{b}}$
	f_e	0,00089	0,00102	0,00112	0,00122	0,00131	0,00148	$b\sqrt{\frac{M}{b}}$

$$D = \frac{0{,}456}{0{,}002\,28} + 15 = 215,$$

$$\sigma_{bu} = \frac{41 \cdot 21}{215}\,[1 + 0{,}4 \cdot 24 \cdot 0{,}456^2] = \mathbf{12{,}0\ kg/cm^2}$$

und für $\sigma_b/\sigma_e = 40/1800$ kg/cm², $r = 0{,}468$, $r_1 = 0{,}520$, $t = 0{,}001\,295$:

$$\sigma_{bz} = C = 21{,}5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$D = \frac{0{,}52}{0{,}001\,295} + 15 = 416,$$

$$\sigma_{bu} = \frac{41 \cdot 21}{416}\,[1 + 0{,}4 \cdot 21{,}5 \cdot 0{,}520^2] = \mathbf{6{,}8\ kg/cm^2}.$$

Es zeigt sich also das überraschende Ergebnis, daß für Platten und Rechtecksbalken ganz allgemein mit der Erhöhung der zulässigen Eisenspannung die Betonzugspannungen kleiner werden. Während sie für 750 kg/cm² noch **21.3 kg/cm²** betragen, fallen sie für 1800 kg/cm² auf **6,8**, also kaum $^1/_3$. Dieses Ergebnis in Verbindung mit dem auf Seite 666 gefundenen zeigt klar und deutlich, wie gerade durch eine Erhöhung der zulässigen Eisenspannung die Rißgefahr des Betons herabgemindert werden kann. Es sprechen somit alle statischen und wirtschaftlichen Momente für eine Heraufsetzung der zullässigen Eisenspannung bei Platten und Balken rechteckigen Querschnitts, immer natürlich eine entsprechend hochwertige Eisenqualität vorausgesetzt.

13. Rippenbalken und Schwindspannungen. Beispiel.

Wir wollen noch für Rippenbalken das oben auf Seite 15 berechnete Beispiel auf Schwindspannungen weiterführen.

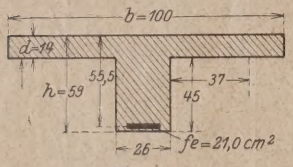


Abb. 5.

Die Abmessungen des Balkens waren gemäß nebenstehender Skizze für $\sigma_b/\sigma_e = 20/750$ kg/cm² berechnet.

$$F_b = 100 \cdot 14 + 45 \cdot 26 = 2570 \text{ cm}^2,$$

$$f_e = 21 \text{ cm}^2,$$

$$F_i = F_b + n f_e + 2570 + 15 \cdot 21 = 2885 \text{ cm}^2,$$

die Armierungsziffer $p = \frac{100 \cdot 21}{2570} = 0{,}818$;

nach Herzka berechnet sich dann die Schwerachse der Betonfläche:

$$b_o = \frac{14 \cdot 100 \cdot 7 + 45 \cdot 26\,(22{,}5 + 14)}{2570} = 20{,}45 \text{ cm},$$

$$b_u = 59{,}0 - 20{,}45 = 38{,}55 \text{ cm}.$$

Die Entfernung der Eisen von der Schwerlinie:

$$l_b = 38{,}55 - 3{,}5 = 35{,}05 \text{ cm},$$

die Entfernung der Eisen von der ideellen Schwerlinie:

$$s_i = \frac{l_b}{1 + 0{,}01\,p\,n} = \frac{35{,}05}{1 + 0{,}15 \cdot 0{,}818} = 31{,}2 \text{ cm},$$

$$b_{ui} = 31{,}2 + 3{,}5 = 34{,}7 \text{ cm},$$

$$b_{oi} = 59{,}0 - 34{,}7 = 24{,}3 \text{ cm};$$

das ideelle Trägheitsmoment: $J_i = 1\,112\,000$ cm⁴ (vgl. das Beispiel auf S. 667).

Die mittlere Schwindspannung σ_{bi}:

$$\sigma_{bi} = \frac{0{,}01\,p}{1 + 0{,}01\,n\,p}\,S\,E = \frac{0{,}01 \cdot 0{,}818}{1 + 0{,}15 \cdot 0{,}818} \cdot 41 \cdot 21 = 6{,}28 \text{ kg/cm}^2;$$

somit ergeben sich infolge Schwindens folgende Spannungen:

$$\sigma_{bo} = \sigma_{bi}\left(1 - \frac{b_{oi}\,F_b\,l_b}{J_i}\right) = 6{,}28\left(1 - \frac{24{,}3 \cdot 2570 \cdot 35{,}05}{1\,112\,000}\right)$$

$$= -6{,}0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druckspannung am oberen Rande)}$$

$$\sigma_{bu} = \sigma_{bi}\left(1 + \frac{b_{ui}\,F_b\,l_b}{J_i}\right) = 6{,}28\left(1 + \frac{34{,}7 \cdot 2570 \cdot 35{,}05}{1\,112\,000}\right)$$

$$= +\mathbf{23{,}9\ kg/cm^2} \text{ (Zugspannung am unteren Rande)};$$

im Eisen:

$$\sigma_{ei} = \sigma_{bi}\left(1 - \frac{s_i\,n\,f_e\,l_b}{J_i}\right)\frac{100}{p}$$

$$= 6{,}28\left(1 - \frac{31{,}2 \cdot 15 \cdot 21 \cdot 35{,}05}{1\,112\,000}\right)\frac{100}{0{,}818} = -550 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck)}.$$

Auf dieselbe Art sei nach der auf Seite 668 unter 4 berechnete Balken auf seine Schwindspannungen untersucht. Derselbe war für das gleiche Moment und für die zulässigen Spannungen $\sigma_b/\sigma_e = 20/1600$ kg/cm² gemäß nebenstehender Skizze bemessen.

$S = 41 \cdot 10^{-5}$, $E = 21 \cdot 10^5$ kg/cm², $f_e = 7{,}8$ cm²,

$F_b = 14 \cdot 100 + 26 \cdot 54 = 2805$ cm²,

$$p = \frac{100 \cdot 7{,}8}{2805} = 0{,}278,$$

$F_i = 2805 + 15 \cdot 7{,}8 = 2922$ cm²,

$$b_o = \frac{1400 \cdot 7 + 54 \cdot 26\,(27 + 14)}{2805} = 24{,}0 \text{ cm},$$

$b_a = 68 - 24 = 44{,}0$ cm,

$l_b = 44 - 3 = 41{,}0$ cm,

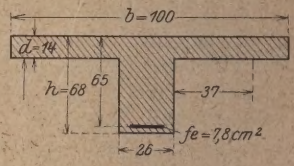


Abb. 6.

$$s_i = \frac{41}{1 + 0{,}01 \cdot 15 \cdot 0{,}278} = 39{,}4 \text{ cm},$$

$b_{ui} = 39{,}4 - 3{,}0 = 42{,}4$ cm,

$b_{oi} = 68 - 42{,}4 = 25{,}6$ cm,

$J_i = 1\,368\,000$ cm⁴ (vgl. Beispiel auf Seite 668),

$$\sigma_{bi} = \frac{0{,}01 \cdot 0{,}278}{1 + 0{,}01 \cdot 15 \cdot 0{,}278} \cdot 41 \cdot 21 = 2{,}3 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{bo} = 2{,}3\left[1 - \frac{25{,}6 \cdot 2805 \cdot 41}{1\,368\,000}\right] = -2{,}64 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druckspannung)},$$

$$\sigma_{bu} = 2{,}3\left[1 + \frac{42{,}4 \cdot 2805 \cdot 41}{1\,368\,000}\right] = +\mathbf{10{,}5\ kg/cm^2} \text{ (Zugspannung)},$$

$$\sigma_{ei} = 2{,}3\left[1 - \frac{39{,}4 \cdot 15 \cdot 7{,}8 \cdot 41}{1\,368\,000}\right]\frac{100}{0{,}278} = -710 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck)}.$$

Dieses Beispiel zeigt deutlich, in welchem Maße die Schwindspannungen auch beim Plattenbalken mit der Erhöhung der zulässigen Eisenspannung abnehmen. Während die Betonzugspannung infolge Schwindens bei einer zulässigen Eisenspannung von 750 kg/cm² ca. 23,9 kg/cm² beträgt, nimmt sie für $\sigma_e = 1600$ kg/cm² auf 10,5 kg/cm² ab.

14. Folgerungen. Zustand nach den Eintreten der ersten Risse.

Die bisherigen Untersuchungen zeigen also, daß die auf Seite 665 erwähnten Bedenken gegen die Zulassung höherer Zugspannungen für hochwertiges Eisen nicht mit einer Rücksichtnahme auf die Rißgefahr begründet werden können, da diese — gleichviel ob es sich um statische oder Schwindrisse handelt — durch die Zulassung höherer Werte für σ_e nicht vergrößert werde. Die Gefahr der Schwindrisse wird sowohl bei Platten als auch bei Plattenbalken bei einer höheren zulässigen Eisenspannung wesentlich geringer; die statischen Zugspannungen werden bei Platten und Balken rechteckigen Querschnittes für ein höheres σ_e geringer, für Plattenbalken nur unwesentlich beeinflußt.

Die geschilderten Verhältnisse haben Gültigkeit bis zum Eintreten der ersten Risse; nachdem jedoch die Konstruktion in das Stadium II eintritt und die Eisen die gesamten Zugkräfte übernehmen müssen, ändern sich die Verhältnisse insofern, als die Dehnungen der Zugzone mit der höheren zulässigen Eisenspannung größer werden. Da die Eisensorten trotz verschiedener Streckgrenze nahezu gleiche Dehnungskoeffizienten aufweisen, so stehen dann die Dehnungen direkt im Verhältnis zu den Eisenspannungen.

So z. B. beträgt die spezifische Dehnung des Eisens bei 1200 kg/cm²:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma_e}{E} = \frac{1200}{2\,100\,000} = 0{,}000\,57$$

und bei einer Beanspruchung des Stahles von 1800 kg/cm²:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{1800}{2\,100\,000} = 0{,}000\,85.$$

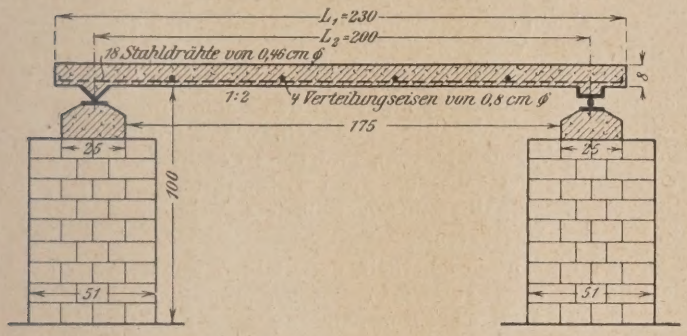
Welche praktische Bedeutung ist nun diesem Umstande beizumessen?

Für reine Eisenkonstruktionen hat die Größe der spezifischen Dehnung keine Bedeutung, solange natürlich die Spannungen unter der Proportionalitäts- bzw. Streckgrenze des Materials liegen. Etwas anders liegen die Verhältnisse bei Eisenbetonkonstruktionen; da muß der umliegende Beton die elastischen Dehnungen des Eisens mitmachen und bei größeren Dehnungen sind auch die Zugrisse im Beton größer. Es liegen also die Verhältnisse folgendermaßen: Trotz der höheren zulässigen Eisenspannung ist die Gefahr der Entstehung der ersten Risse nicht größer, im Gegenteil in der Regel geringer, wie wenn σ_e kleiner gewählt wird. Tritt aber die Konstruktion in jenen Zustand ein, in welchem die Eisen die gesamte Zugkraft aufzunehmen haben (sei es nach Überschreitung der rechnerisch zugelassenen Belastung oder aber, da der Konstrukteur von vornhinein auf die Betonzugspannungen keine Rücksicht nahm), so sind die einmal eingetretenen Risse größer,

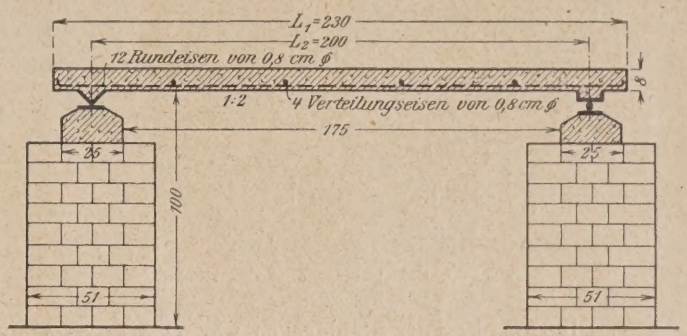
15. Das vorhandene Versuchsmaterial.

Versuche von mit hochwertigem Eisen bewehrten Betonkonstruktionen liegen leider nur in sehr spärlichem Maße vor. Mit Ausnahme einiger in der Literatur zerstreut veröffentlichter Einzelversuche, die als zwingendes Beweismaterial kaum zu verwenden sind, sind mir nur einige systematische Versuche der Firma Paul Kossel & Cie, Bremen, bekannt, die den Zweck hatten, die Tragfähigkeit von stahl- und eisenbewehrter Konstruktionen miteinander zu vergleichen. Des Interesses halber seien hier die Ergebnisse dieser Versuche kurz mitgeteilt.

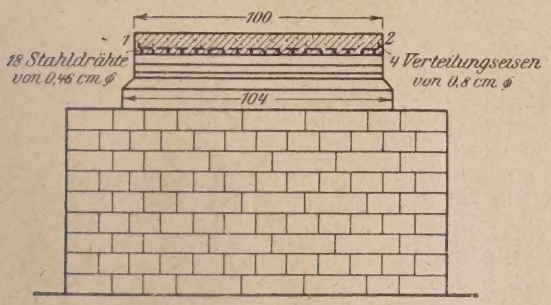
Es wurden in Groß-Lichterfelde 6 Deckenplatten geprüft, davon 3 mit Flußeisen und 3 mit Stahldraht bewehrt. (Vergl. beiliegende Abschrift des Prüfungszeugnisses vom Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde sowie Abbildung Nr. 7.)



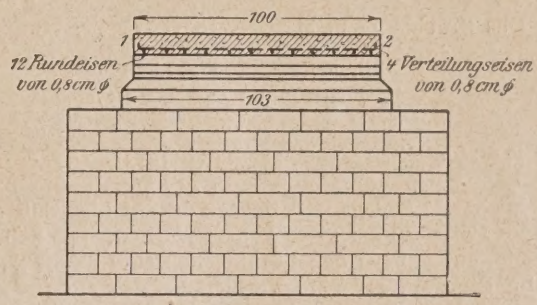
Längenschnitt der Stahlbetondecken.



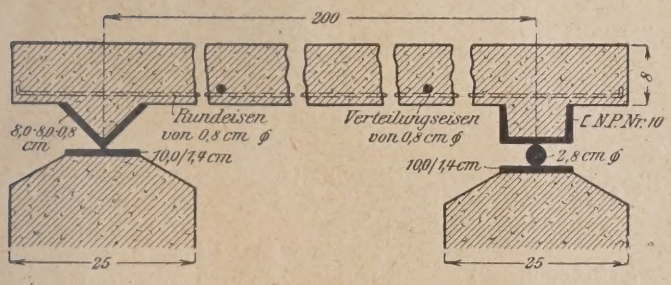
Längenschnitt der Rundeisendecken.



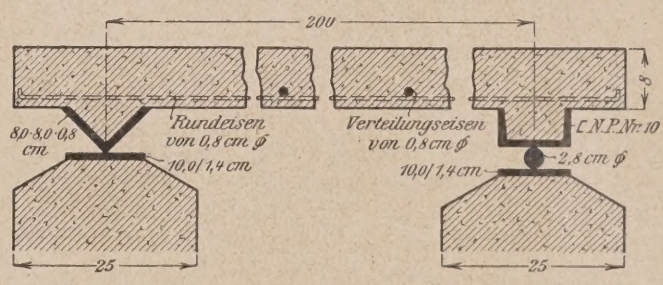
Querschnitt der Stahlbetondecken.



Querschnitt der Rundeisendecken.



Details der Auflagerung.



Details der Auflagerung.

Abb. 7.

Versuchsdecken der Firma Kossel u. Cie., Bremen. Geprüft durch das Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde.

je größer die zugelassene Eisenspannung. Da es sich jedoch um reine elastische Dehnungen des Eisens handelt, so sind allenfalls die entstandenen Risse sehr gering und dürfte es kaum von praktischer Bedeutung sein, ob z. B. für 1 m Länge des Konstruktionsteiles die Risse 0,57 oder 0,85 eines Millimeters betragen. Die Sicherheit der Konstruktion wird dadurch nicht beeinträchtigt, da in diesem Zustand (Stadium II und III) der Beton seine Rolle als Zugglied dem Eisen übertragen hat und somit für die Sicherheit die Höhe der Streckgrenze bzw. Zerreißfestigkeit des Eisens in Erscheinung tritt.

Die Plattenstärke der beiden Deckenarten war 8 cm. Die Spannweite betrug 2,0 m, die Plattenlänge 2,30 m, die Plattenbreite 1,0 m.

Die Rundeisenbewehrung bestand aus 12 ⌀ 8mm = 6,0 cm² (0,75 vH),

die Stahldrahtarmierung aus 18 ⌀ 4,6 mm = 3,0 cm² (0,37 vH).

Das Rundeisen hatte eine Streckgrenze von 2860 kg/cm² und eine Festigkeit von 4050 kg/cm², der Stahldraht eine Streck-

grenze von 7380 kg/cm² und eine Zerreißfestigkeit von 8100 kg/cm².

Die Platten wurden unter Aufsicht des Materialprüfungsamtes eingestampft und im Alter von 70 Tagen geprüft. Das Mischungsverhältnis des Betons war 1 R.-T. Portlandzement (Marke Alemannia) zu 5 R.-T. Kiessand (wie er in Berlin üblich ist). Die Ausführung erfolgte durchaus baumäßig (an einem heißen Sommertage bei 30° C.). Der Beton hatte eine Druckfestigkeit von 154 kg/cm² (als Mittel aus 10 Würfeln, die aus den Versuchsplatten herausgesägt wurden).

1. Die mittlere Bruchlast der Rundeisendecken betrug $Q = 4530$ kg. Demnach das Bruchmoment $M = \frac{1}{8} \cdot 4530 \cdot 200 =$ 43 200 cmkg, daraus berechnet sich für $a = 2{,}0$ cm:

Nullinie $x = 2{,}5$ cm,
Betonspannung $\sigma_b = \mathbf{175\ kg/cm^2}$,
Eisenspannung $\sigma_e = \mathbf{3660\ kg/cm^2}$.

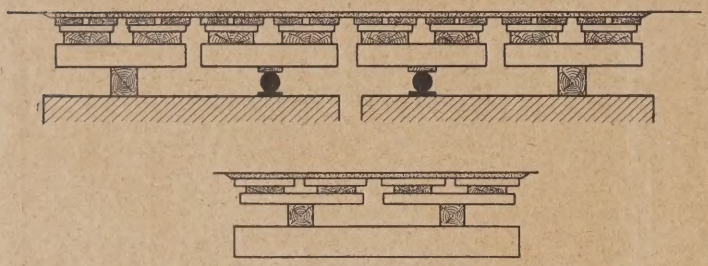


Abb. 8. Belastungsschema der Decken.

2. Die Bruchlast der Stahldecken war $Q = 5500$ kg, also trotz der halben Armierung eine um 20 vH höhere Tragfähigkeit.

Das Bruchmoment $M = \frac{1}{8} \cdot 5500 \cdot 200 = 137\,500$ cmkg.

Nullinie $x = 1{,}87$ cm,
Betonspannung $\sigma_b = \mathbf{309\ kg/cm^2}$,
Stahlspannung $\sigma_s = \mathbf{9350\ kg/cm^2}$.

Die ersten Risse ergaben sich bei $Q = 3180$ kg, entsprechend einer Betonzugspannung von $\sigma_{bz} = 72$ kg/cm². Diese Spannung erscheint viel zu hoch und deutet darauf hin, daß die ersten Risse im Beton zu spät beobachtet wurden. Die hohen Betondruckspannungen bei den Stahldecken sind damit zu erklären, daß im Stadium II^b eine Verbiegung des Querschnittes eintritt, wodurch die Randspannungen des Betons doppelt so hoch erscheinen (rechnerisch) als sie in Wirklichkeit (nach den Druckwürfeln) waren.

Jedenfalls zeigt der Versuch, daß es möglich ist, mit einem hochwertigen Material einen doppelt so starken Eisenquerschnitt zu ersetzen, ohne die Gefahr der ersten Risse zu vergrößern; dabei ist noch ein Überschuß an Tragfähigkeit von 20 vH erzielt. Der Stahl hat hier also die Wirkung einer Verdoppelung des Eisenquerschnittes, somit auch die Wirkung einer Vergrößerung der Konstruktionssicherheit, die bekanntlich mit der Höhe der Bewehrung steigt. Würde man weiter dafür sorgen, daß zugleich mit einer Erhöhung der zulässigen Stahlspannung die Betonspannung nicht wächst, was praktisch leicht zu erreichen wäre, oder gar noch ermäßigt, so könnte man dadurch auch noch die Sicherheit gegen Rißgefahr vergrößern, wie das oben theoretisch nachgewiesen wurde.

Ein ähnliches Ergebnis wie mit den Vergleichsplatten wurde auch mit Rippenbalken erzielt, welche die Firma Paul Kossel & Cie., Bremen, auf ihrem Fabrikplatz im Jahre 1912/1913 hergestellt und bis zum Bruch belastet hat.

Die Balkenquerschnitte sowie das Ergebnis der Versuche sind auf beiliegender Tabelle 6 zusammengestellt. Die Spannweite sämtlicher Versuchsbalken war 4,00 m. Die Hälfte der Balken [I E, II E, IX E, X E] erhielt als Bewehrung $4\,\varnothing\,16$ mm $= 8{,}0$ cm² Rundeisen,, die andere Hälfte [III St, IV St., VIII St.] je $5\,\varnothing\,10$ mm $= 4{,}0$ cm² Stahl. Die mit dem Rundeisen und Stahl im Versuchslaboratorium der Aktiengesellschaft „Weser" in Bremen durchgeführten Versuche ergaben für das Rundeisen eine Streckgrenze von 2600 kg/cm², eine Zerreißfestigkeit von 3800 kg/cm² und eine Dehnung von 28 vH, für den Stahl eine Streckgrenze von 5320 kg/cm², eine Festigkeit von 7400 kg/cm² und eine Dehnung von 15 vH.

Das Mischungsverhältnis des Betons war 1 R.-T. Portlandzement zu 5 R.-T. Weserkies, mit welchem Mischungsverhältnis gewöhnlich hierorts Festigkeiten von 150—180 kg/cm² erzielt werden.

Die Ergebnisse des Versuches zeigen, daß die ersten Risse bei allen Balken unter fast den gleichen Belastungen auftraten, daß somit ein ausgesprochener Unterschied bei den mit Stahl bzw. mit Rundeisen bewehrten Balken nicht zu erkennen war. Die Betonzugspannung bei Beobachtung der ersten Risse betrug ca. 55—60 kg/cm², doch scheint auch hier, wie bei den zuerst mitgeteilten Plattenversuchen, das Auftreten der ersten feinen Risse nicht gleich beobachtet worden zu sein.

Der Bruch trat bei sämtlichen Balken durch Überwindung der Druckfestigkeit des Betons bzw. der Streckgrenze des Eisens in Balkenmitte ein. Schubkräfte hatten keinen nachweisbaren Einfluß, auch nicht bei den Balken mit dem 12 cm breiten Steg. Auch hier zeigte sich, wie bei den vorher beschriebenen Versuchsplatten, daß trotz des nur halben Stahlquerschnittes bei sonst gleichem Betonquerschnitt die Tragfähigkeit der stahlbewehrten Balken etwas größer war wie die der eisenbewehrten.

Was die Bruchsicherheit der Balken anbetrifft, so war dieselbe bei einer zulässigen Betonspannung $\sigma_b = 40$ kg/cm² und einer zulässigen Eisenspannung $\sigma_e = 1200$ kg/cm² bzw. Stahlspannung $\sigma_s = 1800$ kg/cm² bei den Balken

I E, II E	$s = 3{,}4$
III St, IV St.	4,9
VII St., VIII St.	4,5
II E, X E	3,5
bei den eisenbewehrten Platten	4,3
bei den stahlbewehrten Platten	7,7

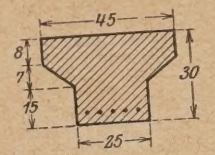
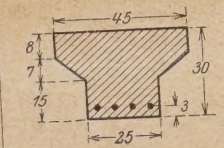
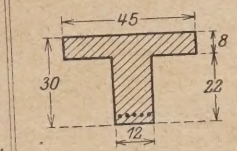
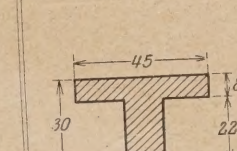
Die Bruchsicherheit war somit bei sämtlichen Versuchsstücken wesentlich größer bei den stahlbewehrten Konstruktionen wie bei den eisenbewehrten. Dadurch erscheint auch obige Behauptung, die Verwendung hochwertiger Stahlbewehrung sei einer Erhöhung der Bewehrungsziffer (Prozente) gleichzustellen, bekräftigt.

16. Trägheitsmomente und Durchbiegungen.

Es könnte evtl. noch der Einwand erhoben werden, daß durch Verwendung von Stahlarmierung mit hoher zulässiger Spannung das Trägheitsmoment der Konstruktion herabgemindert und damit die Durchbiegung vergrößert würde. In der Tat zeigen obige Versuche eine größere Durchbiegung der stahlbewehrten Versuchsstücke. Hält man jedoch bei einer zulässigen Betonspannung (z. B. $\sigma_b = 40$ kg/cm²) fest, oder verringert gar dieselbe, so muß zugleich mit der höheren Eisenspannung auch die Querschnittshöhe vergrößert werden, wie dies früher bei dem allgemeinen und speziellen Beispiel (vergl. S. 667 u. 668) gezeigt wurde. Dadurch wird das Trägheitsmoment wieder ausgeglichen, ja mit Leichtigkeit sogar vergrößert. Bei dem oben durchgeführten Beispiel nach Mörsch (S. 98 u. f.) wachsen sogar die ideellen Trägheitsmomente J_i von 1 112 000 cm⁴ (bei $\sigma_b/\sigma_e = 20/750$) auf 1 368 000 cm² an (bei $\sigma_b/\sigma_e = 20/1600$). Dementsprechend werden auch richtig durchkonstruierte Balken bei höheren zulässigen Eisenspannungen praktisch geringere Durchbiegungen aufweisen.

Es könnte auch in Erwägung gezogen werden, bei einer höheren zulässigen Stahlspannung, etwa $\sigma_s = 1800$ kg/cm², die zugehörige Betonspannung bei Rippenbalken nicht 30 kg/cm² überschreiten zu lassen, was — wie jeder Praktiker weiß — wirtschaftlich nur günstiger ist. Wo aber aus besonderen architektonischen oder sonstigen Gründen die Querschnittshöhe beschränkt und die Betonspannung bis 40 kg/cm² und mehr

Tafel 6.

Bezeichnung	Querschnitt	Einstampfung	Prüfung	Alter	Belastung in kg	Durchbiegung mm		Kritische Belastung Erste Risse	Spannung σ_{bz}	Spannungen bei der kritischen Belastung			Bemerkungen	Sicherheit gegen Bruch bei σ_b = 40 kg/cm²
										σ_b	σ_e	tb		
										kg/cm²				
						I E	II E							
I E II E	 $f_e = 4 \varnothing 16\,mm = 8\,cm^2$	29. X. 1912	5. II. 1913	96 Tage	12 000 14 200 23 600 27 900 33 780	6,3 8,0 13,8 17,0 —	7,7 8,3 17 23,0 —	Erste Risse Kritische Belastung	55,3	136	3780	12,0	Eisenarmiesuug Bei P = 33 780 kg erfolgte der Bruch durch Zerstörung der Druckplatte	3,4
						III St.	IV St.							
III St. IV St.	 $f_e = 5 \varnothing 10\,mm = 3.93\,cm^2$	29. X. 1912	3. II. 1913	94 Tage	12 000 13 500 22 800 31 000 37 000	9,0 10,0 18,5 23,2 34,0	12,2 17 22,5 30,0 30,3	Erste Risse Kritische Belastung	63,0	197	7900	12,6	Stahlarmierung Bruch durch Zerstörung des Betons in der Druckplatte	4,9
						VII St.	VIII St.							
VII St. VIII St.	 $f_e = 5 \varnothing 10\,mm = 3.93\,cm^2$	9. XI. 1912	. II. 1913	88 Tage	10 750 12 600 20 500 29 800 32 300	11,2 12,1 20 35,1 —	10,0 11,2 19 35,3 —	Erste Risse Kritische Belastung	60,0	180	7500	25,0	Stahlarmierung Bruch durch Zerstörung des Betons im Druckgurt und Steg	4,5
						IX E	X E							
I X X	 $f_e = 5 \varnothing 10\,mm =$	9. XI. 1912	5. II. 1913	87 Tage	11 800 13 600 19 000 22 600 27 000 29 500 32 000	7,2 9,3 11,8 13,2 17,0 —	6,3 9,2 12,1 14,3 30,0 —	Erste Risse Kritische Belastung	59,0	143,0	3940	26	Eisenarmierung Bruch durch Zerstörung des Betons im Druckgurt u. Steg	3,57
1	2	3			4	5	6	7	8	9	10	11	13	12

gewählt werden muß, dort kann ja wie bisher mit Rundeisen und niedriger Eisenspannung gearbeitet werden.

Die angeführten, im kleinen Maßstab durchgeführten Versuche erheben natürlich keinen Anspruch darauf, das Gebiet zu erschöpfen; sie geben nur einen spärlichen Einblick in das untersuchte Gebiet. Zweck dieser Zeilen ist, Versuche im Interesse der weiteren Entwicklung des Eisenbetons anzuregen, und zwar Versuche im großen Stile und mit jener Exaktheit, wie wir sie vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton gewohnt sind.

17. Literatur.

Von den bisherigen das Gebiet der Normalspannungen behandelnden Versuchen sind veröffentlicht:

a) Versuche von Bach, Hefte 39, 45—47 und 90—91 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten des Ingenieurvereins,

b) Versuche von Schüle in den Mitteilungen des Eidgen. Polytechnikums Zürich, Hefte 10, 12 u. 13,

c) Versuche von Prof. Möller aus den Verhandlungen des Vereins zur Förderung des Gewerbefleißes,

d) Einzelversuche aus den verschiedenen Heften des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (z. B. Heft 38),

e) Mitteilungen über Versuche des österreichischen Eisenbetonausschusses, Heft 1 u. 2.

Alle diese Versuche, wenngleich sie den Einfluß der Bewehrungsziffer behandeln, sind nicht genug erschöpfend, da sie wenig oder gar keine Rücksicht nehmen auf den Einfluß der Betonfestigkeit und noch weniger auf den Einfluß der verschiedenen Eisen- bzw. Stahlsorten. Es ist aber nicht möglich, aus den verschiedenen Versuchen, mit verschiedenen Baustoffen, Belastungsarten, Spannweiten usw. hergestellt, eine einheitliche Grundlage zu schaffen, wie sie für die Behandlung dieses weiten und überaus wichtigen Gebietes erforderlich ist.

Tafel 5.

D. Ergebnisse.

Deckenart „I".

L_1*) = 230 cm; L_2*) = 200 cm; mittlere Breite = 100 cm; mittlere Dicke = 8 cm. Mittlerer Abstand der Drähte (Mitte Draht) bis Unterkante Decke = 2,5 cm.

Belastung in kg	kg/qm belastete Fläche	Durchbiegung in cm an den Stellen*) „1"	„2"	Bemerkungen
		Versuch 1.		
1050	525	0,12	0,12	—
2030	1015	0,66	0,66	—
2940	1470	1,33	1,30	—
3840	1920	1,99	2,00	feine Risse etwa 5 cm zu beiden Seiten der Mitte bei „1" und „2".
4750	2375	2,62	2,60	feiner Riß nahezu in der Mitte und feine Risse etwa 20 cm zu beiden Seiten der Mitte.
5350	2675	3,27	3,30	die Risse haben sich erweitert.
5760	2880	—	—	nach ziemlich schnellem weiterem Durchbiegen unter der ruhenden Last, Bruch nahe der Mitte.
		Versuch 2.		
1040	520	0,07	0,08	—
1940	970	0,67	0,68	—
2850	1425	1,34	1,35	feiner Riß nahezu in der Mitte.
3770	1885	2,03	2,05	feine Risse etwa 5 cm zu beiden Seiten der Mitte bei „1" und „2".
4670	2335	2,79	2,80	—
5180	2590	3,45	3,46	die Risse haben sich erweitert.
5280	2640	—	—	nach ziemlich schnellem weiterem Durchbiegen unter der ruhenden Last Bruch nahe der Mitte.
		Versuch 3.		
1050	525	0,09	0,09	—
1950	975	0,74	0,73	—
2860	1430	1,38	1,40	feiner Riß nahe der Mitte bei „1" und „2".
3760	1880	2,08	2,06	feine Riste etwa 5 cm zu beiden Seiten der Mitte.
4670	2335	2,80	2,80	mehrere feine Risse etwa 20 und 30 cm von der Mitte.
5170	2585	3,58	3,57	die Risse haben sich erweitert.
5470	2735	—	—	nach ziemlich schnellem weiterem Durchbiegen unter der ruhenden Last Bruch nahe der Mitte.

Wie nach beendeter Prüfung festgestellt wurde, waren die Drähte bei allen drei Versuchen an der Bruchstelle der Decke gerissen

*) Siehe Skizze S. 12 und 13.

Deckenart „II".

L_1*) = 230 cm; L_2*) = 200 cm; mittlere Breite = 100 cm; mittlere Dicke = 8 cm. Mittlerer Abstand der Eisen (Mitte Rundeisen) bis Unterkante Decke = 2,0 cm.

Belastung kg	kg/qm belastete Fläche	Durchbiegung in cm an den Stellen „1"	„2"	Bemerkungen
		Versuch 1.		
1100	550	0,10	0,10	—
2000	1000	0,50	0,50	—
2900	1450	0,98	1,00	—
3800	1900	1,40	1,40	—
4300	2150	—	—	Riß nahezu in der Mitte, der sich unter allmählichem stetigem Durchbiegen der Decke erweitert und zum Bruch führt.
		Versuch 2.		
1080	540	0,24	0,23	—
1980	990	0,45	0,40	—
2890	1445	0,80	0,80	—
3790	1895	1,28	1,29	—
4690	2345	1,67	1,67	—
5240	2620	—	—	Wie bei Versuch 1.
		Versuch 3.		
1090	545	0,15	0,15	—
1990	995	0,45	0,42	—
2900	1450	0,90	0,93	—
3800	1900	1,42	1,40	—
4050	2025	—	—	Wie bei Versuch 1 und 3.

18. Neues Versuchsprogramm.

Mein Vorschlag geht nun dahin, nach Vornahme der üblichen Vorversuche zur Ermittelung der Eigenschaften der Zuschlagstoffe, der Betonfestigkeiten der einzelnen Mischungsverhältnisse sowie der Festigkeiten der zu verwendenden Eisen- und Stahlsorten, in großzügigem Maßstab Versuche zur Ermittelung des Einflusses der Bewehrungsziffer, der verschiedenen Eisen- und Stahlsorten sowie der verschiedenen Betonfestigkeiten vorzunehmen.

Auszuschließen wären zunächst die Einflüsse der Schubkräfte und das Hauptaugenmerk auf Normalspannungen Durchbiegungen, Rissebildung, Schwindspannnugen zu lenken.

In großen Umrissen wären also folgende Versuche durchzuführen:

A. Für eine Betonfestigkeit von etwa $\sigma_b = 150$ kg/cm² und a) Eisen mit einer Streckgrenze $\sigma_s = 2400$ kg/cm², b) Eisen mit einer Streckgrenze von $\sigma_s = 4000$ kg/cm², c) Eisen mit einer Streckgrenze von $\sigma_s = 7000$ kg/cm².

Für jede der Gruppen a, b, c wären stufenweise die Bewehrungsziffern etwa

$$p = 0{,}3,\ 0{,}7,\ 1{,}3,\ 2{,}0,\ \text{und}\ 3{,}0\ \text{vH},$$

und zwar einmal für einen Rechtecksquerschnitt und einmal für einen Rippenbalken zu wählen. Von jedem Versuch wären mindestens 3 Stücke anzufertigen.

Genau mit denselben 3 Gruppen a, b, c) und Untergruppen wären die Versuche durchzuführen für

B) eine Betonfestigkeit von $\sigma_B = 250$ kg/cm² und

C) „ „ „ $\sigma_B = 350$ kg/cm²,

Freilich würde da allein bei den Hauptversuchen eine stattliche Anzahl von mindestens 270 Versuchsbalken erforderlich werden, aber damit wäre das Gebiet gründlich nach allen Richtungen und einheitlich durchforscht.

RECHTSFRAGEN.

Mitteilungen vom Rechtsanwalt Dr. Weiß, Heidelberg.

1. Umfang der Schadensersatzpflicht bei schuldhaft mangelhafter Herstellung eines Bauwerkes.

Bei Lieferung einer mangelhaften Sache hat unter gewissen Umständen der Käufer das Recht, Schadensersatz wegen Nichterfüllung (Nichtlieferung der ausbedungenen mangelfreien Sache) zu verlangen. Ist der Gegenstand der Lieferung ein Bauwerk und beruht der Mangel des Bauwerkes auf einem Umstand, den der Unternehmer zu vertreten hat, so ist als Schadensersatz nach der Entscheidung des Reichsgerichtes vom 24. 10. 19 („Recht" 20, Nr. 381) auf Verlangen des Bauherrn das Bauwerk zu beseitigen, der Bauplatz wieder freizulegen, der Werklohn zurückzuzahlen und das Aufgewendete zurückzuerstatten. Denn der Bauherr ist dadurch geschädigt, daß ein mangelhaftes Bauwerk sein Grundstück bedeckt, und er für dessen Bau Aufwendungen gemacht hat.

2. Rügefrist bei Mängeln der gelieferten Sache.

Im Handelsverkehr besteht für den Käufer die Verpflichtung, die gekaufte Ware unverzüglich nach Erhalt zu untersuchen und etwa vorhandene Mängel sofort zu rügen. Andernfalls gilt die Ware mit den ihr anhaftenden Mängeln als genehmigt. Was heißt „unverzüglich", wie lange hat im einzelnen Falle der Käufer zur Absendung der Rüge an den Verkäufer Zeit?

a) bei Maschinen:

Beim Kauf einer Maschine ist eine 5 Tage nach Lieferung erfolgte Rüge vom Reichsgericht (Recht 1919 Nr. 2164) noch als rechtzeitig anerkannt worden, da der Käufer Gelegenheit haben muß, sich ein Bild vom Gang der Maschine zu machen, seine Leute sich darauf einarbeiten zu lassen und kleine Aufstellungsmängel zu beseitigen.

b) bei Verwendung von Portlandzement:

Das Reichsgericht behandelt in einem Urteil (Jur. Wochenschrift 1919 S. 995) folgenden Fall: Eine Brücke ist angeblich wegen mangelhafter Beschaffenheit des zur Verwendung gelangten Portlandzementes eingestürzt. Der Erbauer verlangt von dem Lieferanten des Portlandzementes Schadensersatz. Hier läuft nach Auffassung des Reichsgerichts die Rügefrist so lange, als es nach übereinstimmender Anschauung der Zementbranche notwendig ist, den Zement den erforderlichen Prüfungen zu unterziehen. Im vorliegenden Fall war es zweifelhaft, welche Probe nach der Verkehrssitte als genügend anzusehen war. Das Reichsgericht hat mit der bedeutungsvollen Begründung, das in einem derart wichtigen, in den beteiligten Kreisen offenbar selbst noch nicht genügend geklärten Falle nicht ein einzelner Sachverständiger die Auffassung des Gerichtes begründen dürfe, sondern nur die Auffassung des gesamten Verkehrs, insbesondere also aller beteiligten Kreise maßgebend sei, die Sache an das Oberlandesgericht zurückverwiesen, welches zunächst auf Grund der Bekundung eines Sachverständigen die siebentägige „Geigenprobe" als dem ordnungsmäßigen Geschäftsgang entsprechend und mithin nach Ablauf dieser Frist die Rügefrist als verstrichen bezeichnet hatte.

3. Schadensersatzpflicht des Grundstückseigentümers bei Ablösung von Bauwerksteilen.

Gemäß § 836 BGB ist der Besitzer des Grundstückes verantwortlich, wenn durch den Einsturz eines Gebäudes oder durch Ablösung von Teilen des Gebäudes Sachbeschädigungen oder Personenverletzungen eintreten. Voraussetzung ist, daß der Einsturz oder die Ablösung die Folge fehlerhafter Errichtung oder mangelhafter Unterhaltung ist, und daß hierbei der Besitzer die im Verkehr erforderliche Sorgfalt nicht beobachtet hat. An den Fall, daß durch die Loslösung einer Gipsrosette von einer Gebäudewand Schaden entstanden ist, knüpft das Reichsgericht (Recht 1919 Nr. 2117 und 2118) verschiedene Folgerungen zur Auslegung des wichtigen § 836: Die ordnungsmäßige Unterhaltung eines Gebäudes erfordert dessen regelmäßige Untersuchung durch Sachverständige. In welchen zeitlichen Zwischenräumen diese Untersuchungen nötig fallen, das hängt von der Beschaffenheit und örtlichen Lage des Hauses ab. Um das Herabfallen von Gipsrosetten, die ihres leichten Gewichtes wegen einer Verankerung nicht bedürfen, zu vermeiden, muß sich die zu einer ordnungsmäßigen Unterhaltung erforderliche sachverständige Untersuchung auch auf die Haltbarkeit und Unversehrtheit des Wandverputzes erstrecken, vor allem aber auf der Wetterseite, die erfahrungsgemäß den regelmäßigen Einflüssen der Witterung am meisten ausgesetzt ist.

4. Übertragung der Herstellung auf andere.

Der Unternehmer braucht in der Regel die Herstellung des übernommenen Werkes nicht in eigener Person und Tätigkeit auszuführen; eine Übertragung der Herstellung an einen anderen ist vielmehr, solange nichts Entgegenstehendes vereinbart worden ist, zulässig, es sei denn, daß es sich um „höchstpersönliche" Leistungen handelt (Künstler, Architekt und dergleichen). (RG. im Recht 1919 Nr. 2195.)

5. Schleunige Aufträge im Bankverkehr.

Diese bedürfen, soweit sie nach auswärts gerichtet sind, in heutiger Zeit besonderer Sorgfalt, wenn als Ausführungstag der Sonnabend und damit die Möglichkeit vorzeitigen Geschäftsschlusses in Frage kommt. (RG. im Recht 1919 Nr. 2082.)

6. Wann ist eine Maschine wesentlicher Bestandteil eines Gebäudes?

Diese Frage ist heiß umstritten. Nach § 94 BGB gehören zu den „wesentlichen Bestandteilen" eines Grundstückes die mit dem Boden fest verbundenen Sachen. Ist aber eine Sache einmal wesentlicher Bestandteil, so kann sie kein Gegenstand besonderer Rechte sein; ein Eigentumsvorbehalt ist also an ihr nicht möglich (§ 93 BGB.). Dieser Grundsatz erzeugt wirtschaftlich manche Schwierigkeit, da die Zulässigkeit des Eigentumsvorbehaltes im Interesse des Lieferanten wie des Käufers häufig sehr erwünscht ist. Die Rechtsprechung des Reichsgerichts sucht daher aus wirtschaftlichen Gründen den § 94 abzuschwächen. So sagt das Reichsgericht im Urteil vom 22. 11. 1919 (Recht 1920 Nr. 842): Ein Motor, der in einem Mühlengebäude in einem durch Mauern abgetrennten Raum untergebracht und daselbst auf Zementmauerwerk mit eisernen Bolzen montiert ist, um bei unzureichendem Winde die Mühle zu treiben, ist kein wesentlicher Bestandteil des Mühlengrundstückes, wenn er mit einer nur unerheblichen und leicht wieder zu beseitigenden Beschädigung des Bodens und des Gebäudes wieder entfernt werden kann. Eine derartige Montierung betrachtet also das Reichsgericht weder als „fest verbunden", noch als „eingefügt" im Sinne des § 94 BGB.

7. Fahrlässigkeit des Bauführers.

Es bildet eine zu Schadensersatz verpflichtende Fahrlässigkeit eines Bauführers, wenn er in eine an sich seiner persönlichen Leitung nicht bedürftige Arbeit (Abrüstung) zunächst selbst mit einer ungewöhnlichen Anordnung eingreift, dann aber sich ohne weitere Überwachung entfernt, und aus der Befolgung der Anordnung ein Schaden entsteht. (RG. v. 10. 11. 1919 im Recht 1920, Nr. 893.)

8. Haftung für Schäden durch herabgefallene Starkstromdrähte.

Der Besitzer des Elektrizitätswerkes haftet gemäß §§ 836, 837 BGB für den durch Ablösung und Herunterfallen eines Starkstromleitungsdrahtes hervorgerufenen Schaden, sofern er nicht beweist, daß er die zum Zweck der Abwendung der Gefährdung erforderliche Sorgfalt angewendet hat. Diese erforderliche Sorgfalt geht nach dem Ausspruch des Reichsgerichts (Recht 1920, Nr. 899) an besonders exponierten Stellen (Kreuzungen von belebten Wegen) über das gewöhnliche Maß hinaus. Hier müssen besonders wirksame Schutzmittel angewandt werden.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Neuartiges Verfahren bei einer Brunnengründung in Nord-Amerika.

Ein lehrreiches Beispiel für die Absenkung eines Brunnens von großen Abmessungen bringt Nr. 19 der Zeitschrift „Engineering News-Record". Es handelte sich bei dieser Gründung vor allem darum, folgende Gesichtspunkte zu berücksichtigen. Es mußte zunächst das feste Aufsitzen des Brunnens in einer von vornherein bestimmten Tiefe durch Vergrößerung der Tragfähigkeit des Bodens erreicht werden, da in seinem Innern in bestimmten Höhenlagen Zwischendecken und Scheidewände vorgesehen waren; ferner mußte beim Herstellen des Brunnenbodens das aufsteigende Grundwasser berücksichtigt werden, es durften durch dasselbe in der Bodenplatte keine Zugspannungen hervorgerufen werden, ehe der Beton der Platte genügend erhärtet war; schließlich mußte das Bauwerk im Winter hergestellt werden, ohne daß dabei die Qualität des beim Bau verwendeten Betons litt. Die Brunnenwandung sollte gleichzeitig als Außenmauer einer im Innern des Brunnens angeordneten Pumpanlage für das neue Jones Island Abwasserverteilungswerk in Milwaukee dienen. Der Brunnen bestand aus einem Eisenbetonzylinder von 1 m Wandstärke und 16 m äußerem Durchmesser. Die gesamte Höhe des Brunnens von der Kante des Brunnenkranzes bis zur Oberkante betrug 13,65 m. Der Grundwasserspiegel befand sich in einer Tiefe von ca. 2 m unter der Oberkante des Brunnens. Nach Herstellung eines vollkommenen wasserdichten Brunnenkranzes aus Eisenbeton wurde zunächst darauf ein Ring des Brunnenmantels von etwa 2½ m Höhe betoniert, wobei ein Kranz von radial auf dem Boden einer offenen Baugrube verlegten Bohlen als Unterlage diente. Um mit der Absenkung beginnen zu können, wurden die Bohlen dicht an der Schneide des Brunnenkranzes durchgesägt. Sodann wurde mit dem Erdaushub begonnen mit Hilfe einer von einem Kran bedienten Eimerkette, und nach Maßgabe des Fortschreitens des Aushubs wurden zum Brunnenmantel wieder Ringe hinzugefügt. Während des ganzen Bauvorganges haben Bodenaushub und die Wirkung des Eigengewichts des Brunnens genügt, um diesen zum Absinken zu bringen. Genaues Beobachten des Maßes der Absenkung mittels Nivellierapparat mußte fortwährend stattfinden, um diese bei einer bestimmten Höhenlage des Brunnens zum Stillstand bringen zu können und dabei eine nahezu lotrechte Stellung des Brunnens zu haben. Als die vorausberechnete Höhenlage desselben nahezu erreicht war, wurden vor dem Betonieren des obersten Ringes von 2½ m Höhe auf dem bis dahin betonierten Brunnenrand kurze, radial gerichtete und um 60 cm nach außen auskragende Profileisen verlegt, ihre auskragenden Enden wurden durch einen Kranz von Holzständern unterstützt. Schätzungsweise wurde angenommen, daß in Anbetracht dieser zusätzlichen Unterstützung der Brunnen beim Aufbringen des obersten Ringes nur noch 30 cm einsinken würde. Beim Schluß des Absinkens saß der Brunnen 8 cm zu hoch, die Abweichung seiner Achse von der Lotrechten betrug 5 cm, die Exzentrizität 4 cm. Diese kleinen Abweichungen konnten mit leichter Mühe unschädlich gemacht werden. Durch eine am Kran aufgehängte Dampframme wurden nun die Pfähle für den Brunnenboden eingerammt. Vor der Herstellung desselben mußte der Baugrund zuerst entwässert werden. Es wurde ein System von Drainagerohren verlegt, die in Pumpensümpfe mündeten, so daß bei andauernd arbeitenden Pumpen der Betonboden im Trockenen hergestellt werden konnte. Nach Abstellung der Pumpen konnte das Wasser durch die in der Bodenplatte belassenen Rohrstücke wieder bis zu seinem natürlichen Stand hochsteigen und wurde nun der Betonboden für die Dauer eines Monats der Erhärtung unter Wasser überlassen. Schließlich wurde das Wasser wieder ausgepumpt, die Drainagerohre und -sümpfe wurde unter hydraulischem Druck mit Zementbrei ausgefüllt. Der auf diese Weise fertiggestellte Brunnenboden erwies sich als vollkommen wasserdicht.

Die Winterkälte hat dem Beton bei Einhaltung der üblichen Vorsichtsmaßregeln in keiner Weise geschadet. Sand, Kies und Wasser wurden vor der Verwendung erwärmt, die Mischung hatte bei ihrer Verarbeitung eine Temperatur von 10° bis 20° C.

Rund um die Baugrube wurde ein Windschild errichtet, eine Zeltbahn schloß diese nach oben ab. Kleine, auf der Arbeitsbühne aufgestellte Öfen sorgten für Erwärmung der Schalung, Bedeckung der Oberfläche des fertig gestampften Betons mit Bohlen und Heu verhinderte übermäßige Abkühlung desselben während des Abbindens.

Dipl.-Ing. P. Knauff.

Leckausbesserung eines Eisenbetonfrachtschiffes mit dem Mörtelspritzverfahren.

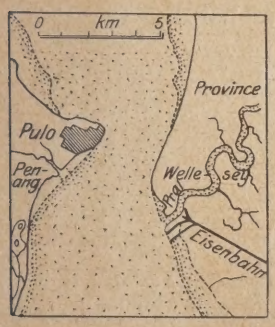
Engineering News Record vom 3. Juni 1920 berichtet über die Durchführung einer Eisenbetonschiffsausbesserung, aus der hervorgeht, daß hierbei befriedigende Ergebnisse nur bei sehr sorgfältiger Arbeit erzielt werden können, und daß das Mörtelspritzverfahren sich für Ausbesserungszwecke hier besonders gut eignet.

Das 3500 t-Frachtschiff Cape Fear, ein Erzeugnis der Betonschiffabteilung der Emergency Fleet Corporation, war im Hafen von New York ziemlich beträchtlich beschädigt worden. Im Hafen von New York hatte man zunächst die angebrochene Wandung um das größte Loch von etwa 1,20 m im Quadrat herum sauber ausgestemmt, und der Beton für die neue Schiffshaut war zwischen zwei Schalungen eingebracht worden. Diese Ausbesserung war jedoch nicht dicht ausgefallen. Man hat deshalb das Schiff nach seinem Einlauf in den Hafen von New-Port News erneut ausgebessert. Hierzu ist das Schiff in die Werft der New-Port-News-Schiffbau- und Trockendock-Gesellschaft gebracht worden. An der Leckstelle, die sich anscheinend oberhalb der Wasserlinie befunden hat, ist dann zunächst der in New York eingebrachte Beton sauber beseitigt worden. An der Innenseite hat man hiernach eine Schalung angesetzt, und zwar 7,5 cm von der Wand entfernt, um den Wünschen des Kapitäns zu entsprechen, der im Gegensatz zur Bauleitung einen besonderen Dickenzuschlag an den Ausbesserungsstellen wünschte. Der Beton, oder besser der Mörtel, ist dann mit der „Zementkanone" von außen her angespritzt worden. Hierbei erwies sich die aus zwei Netzen bestehende Bewehrung — ein Netz dicht an der Innen-, das andere dicht an der Außenfläche — wegen zu großer Engmaschigkeit als

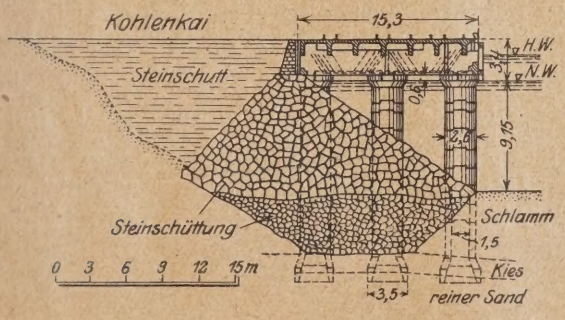
hinderlich. Der Mörtel setzte sich in ihren Maschen fest, so daß der dahinterliegende Raum bis zur Schalung nicht genügend mit Beton ausgefüllt werden konnte. Man hat deshalb den angespritzten Mörtel mehrfach mit der Kelle von der Bewehrung abstreichen müssen, um mit dem Beton hinter die Bewehrung zu gelangen. Das Anspritzen ist erst eingestellt worden, nachdem das Leck im Übermaß ausgefüllt war. Die überstehende Masse ist mit der Kelle beseitigt und die Oberfläche mit Reibebrettern glatt gestrichen worden. Auf Betreiben des Kapitäns ist die Erhärtung durch Anblasen von Dampf beschleunigt worden. Das ist in der Weise erfolgt, daß man vor die Flickstellen ein an die Wandungen dicht anschließendes Segeltuch spannte und unter diese Hülle Dampf einleitete, unter dessen Einwirkung der frische Beton eine Nacht hindurch verblieb. Am folgenden Morgen ist die getrocknete Fläche mit Karborundum abgeschliffen worden. Weiterhin ist dann bis zum nächsten Morgen die Trocknung mit Dampf fortgesetzt worden. Da sich keine Risse zeigten, ist dann ein Anstrich mit einer Spezialbetonfarbe vorgenommen und schließlich ein Überzug aus schwarzem Asphalt angebracht worden. Am folgenden Tage, also drei Tage nach dem Beginn der Betonierung, ist das Schiff dann wieder in See gegangen. Kze.

Hafenbauten für die Malayischen Staatsbahnen.

In den letzten Jahren ist das malayische und siamesische Staatsbahnnetz wesentlich ausgebaut und zusammengeschlossen und damit die wichtige Eisenbahnverbindung Singapore—Bangkok geschaffen worden. Infolgedessen wird sich auch der Hafenplatz Penang (Prai), das natürliche Einfallstor des Schiffsverkehrs von Westen (Vorderindien, Suez) her, zu einem wichtigen Stützpunkt des Weltverkehrs entwickeln. Penang ist eine kleine Insel und liegt an der Westküste der langgestreckten Halbinsel Malakka, etwa auf gleicher geographischer Breite wie das nördliche Ende von Sumatra, in nur 2—3 km Abstand der Mündung des Flusses Prai vorgelagert. An dieser Flußmündung nun haben die malayischen Staatsbahnen im Jahre 1918 in Erwartung eines zukünftigen lebhaften Eisenbahnverkehrs mit dem siamesischen Hinterlande den Bau umfangreicher Hafenanlagen begonnen, die umfassen: einen Hafendamm von 340 m Länge und 43 m Breite, eine Kohlenwerft von rd. 300 m Länge, die Erweiterung und Erneuerung der alten von 200 m Länge, ein Hafenbecken für kleinere Fahrzeuge mit 5 m Tiefgang, die Erweiterung des Flußbettes auf 150 m Breite und 9 m Fahrtiefe, und schließlich die Trockenlegung und Aufhöhung der benachbarten Sumpfniederungen und Küstenländereien im Ausmaß von rd. 70 ha.



Bei Bohrungen fand sich bis 15 m unter N.W. Schlamm, darunter eine mächtige Schicht festgelagerter, reiner Sand und bei etwa — 100 fester Felsen. Man entschloß sich daraufhin, von der Verwendung eiserner Schraubpfähle, die im dortigen Seewasser rasch rosten, abzusehen und die Bauwerke auf Betonbrunnen zu gründen. Die Rohre für diese Brunnen werden auf dem Werkplatz in einzelnen Ringen von 10—15 t Gewicht hergestellt und vor der Verwendung 3 Monate erhärten gelassen. Der Schaft des Rohres ist aus Ringen von 1,5 m Höhe zusammengesetzt und hat 1,5 m innere und 2,6 m äußere Weite. Die zwei untersten Ringe bilden die Schneide mit 3,5 m Weite, der oberste ist als verstärkter Kopf von 3 m Stärke zur Aufnahme der Auflasten besonders ausgebildet. Die Mischung für die Fußringe ist 1 : 3, für alle anderen 1 : 5. Die Brunnen werden dadurch versenkt, daß man sie künstlich belastet und den Schlamm im Kern ausbaggert, bis die Schneide rd 0,6 m tief in den fest gelagerten Sand eingedrungen ist. Bei einer Probebelastung mit 100 t, die einem Bodendruck von 5 kg/qcm entspricht, darf sich während 48 Stunden keine Setzung mehr zeigen. Hierauf wird die Grundsohle durch Taucher gereinigt und der Kern des Brunnens mit Beton 1 : 6 ausgefüllt.



Diese Brunnen stehen in 7 bzw. 7½ m gegenseitigem Abstand und tragen ein Trägergerippe mit zwischengespannter Decke aus Eisenbeton. Die Jochträger, quer zur Mole, sind 1×2 m stark, auf jedem Brunnen mit Fuge gestoßen und in den Brunnenköpfen kräftig verankert. Die Deckenlängsträger liegen in durchschnittlich 3 m Abstand und sind 1,15 × 0,84 m stark. Die Armierung für beide besteht aus 3 cm starken Rundeisen und Bügeln. Die Decke hat 23 cm Stärke und ist oben und unten kreuzweise armiert. Die Mischung beträgt durchweg 1 : 6, nur in der obersten Schicht der Platte 1 : 4, die Überdeckung der Eisen mit Beton ist nirgends dünner als 3 cm. Kopf- und Längsseiten des Molentragwerkes sind mit kräftigen, äußerst dauerhaft verankerten Streichbohlen geschützt.

Das rd. 15 m breite Kai für die Kohlenwerft ist in gleicher Weise ausgebildet, nur stehen hier bloß 3 Brunnen in einer Querreihe. Die Stützung des dahinter gefüllten Bodens geschieht durch eine mächtige Dammschüttung aus Granitbruchsteinen zwischen den Brunnen.

Die gesamten Baggerarbeiten für die Erweiterung des alten Hafenbeckens und die Vertiefung und Verbreiterung des Flußbettes umfassen rd. 2 Mill. cbm. Die Aushubmassen dienen zur Aufhöhung der benachbarten Sumpfniederungen, auf denen die Eisenbahn umfangreiche Anlagen für ihren Betrieb und für den Umschlagverkehr geplant hat. Die Dampfzentrifugalpumpen der Saugbagger liefern stündlich je 400 cbm. Für Eindeichung des Landes sind mächtige Steindämme aus Granitschutt geschüttet worden, die als Schutz gegen die See ein schweres Granitpflaster tragen. Nachdem sich die eingespülten Massen gesetzt haben und trocken geworden sind, wird noch eine 60—90 cm starke Schicht aus Granitgrus aufgebracht werden. (The Engineer v. 30. 4. 20.) Gläsel.

Erfahrungen mit Eisenbetonschwellen für Nebenbahnen.

Auf der 750-mm-Spurlinie Weiz—Birkfeld in Steiermark sind seit 1911 Eisenbetonschwellen eingebaut, die sich sehr gut bewährt haben. Es sind 20 000 Züge mit 7,5 t höchstem Achsdruck bis jetzt über die Schwellen gegangen, ohne daß diese irgendwie an Wert eingebüßt hätten. Im Gegenteil, ihre Widerstandsfähigkeit ist mit dem Alter des Betons gewachsen. Die Schienennägel sitzen noch unverändert fest. Die 1911 gleichzeitig eingebauten Lärchenholzschwellen haben zum Teil schon jetzt wieder ausgewechselt werden müssen.

Der Preis der Eisenbetonschwellen ist etwa doppelt so hoch gewesen wie der für Holzschwellen; er ist aber durch die bedeutend größere Lebensdauer mehr als aufgewogen.

Einen besonderen Vorzug bildet das hohe Gewicht der Eisenbetonschwellen (120 kg), das etwa das Dreifache der hölzernen beträgt.

Die Schwelle weist Besonderheiten kaum auf. Sie ist 160 cm lang, 20 cm breit und 16 cm hoch. Die Ecken sind abgeschrägt, die Sohlfläche hat zwei Rinnen von 3 cm Breite, die das Unterstopfen wirksamer machen sollen. Betonmischung 1 : 4, 10 vH Wasser. Nässere Mischungen seien nicht ratsam. In allen 4 Ecken liegen 12er Rundeisen. Ein weiteres liegt in der Mittelebene. Es ist, dem Momentenverläufe entsprechend, bald nach oben, bald nach unten abgebogen. An den Enden sind bei allen Eisen weit ausgerundete Haken angebracht, gedrillte Sperrbügel, wie sie die Fa. Züblin ausführt, geben der Bewehrung einen festen Halt. Das Gewicht der Bewehrung beträgt 9 kg für die Schwelle.

Bemerkenswert sind die Hartholzdübel, die — für jeden Nagel oder jede Schraube einer — imprägniert und oben durch eine Zwinge gegen Aufspalten gesichert, die Schwelle auf der ganzen Höhe von 16 cm durchdringen.

Es sind auf der genannten Strecke vor 9 Jahren nur einige hundert Schwellen, auf 9 m Schienenlänge 13 Stück, zur Beobachtung eingebaut worden. Eine Anzahl ist versuchshalber bereits 14 Tage nach der Herstellung den Beanspruchungen des Betriebes ausgesetzt worden. Die Folge ist die Entstehung von Rissen zwischen den Schienen gewesen. Diese Schwellen haben sich trotz dieser Verringerung ihrer Widerstandsfähigkeit bis heute ebenso gut gehalten wie die überhaupt unversehrten. (Nach Schweiz. B.-Ztg. vom 14. Aug. 1920.) Kze.

Eine Anregung zur Untersuchung von Tragwerksmodellen und Tragwerken.

Der Berechnung statisch unbestimmter Systeme liegen zum großen Teil die ungenauen Voraussetzungen der Elastizitätslehre zugrunde.

Es lassen sich zwar bei besonderen Tragwerken Durchbiegungen und Änderungen der Spannweiten messen, doch sind die inneren Arbeiten des Tragwerks weder der Beobachtung noch der Messung zugänglich.

Der berechtigte Wunsch eines jeden Konstrukteurs ist, Beweise für die Richtigkeit seiner Annahmen und der rechnerischen Ergebnisse zu erhalten.

Jeder auf Biegung, Druck oder Zug beanspruchte Körper sucht sich dem veränderten Spannungszustand anzupassen. Die Anpassung kann nur eine Umlagerung seiner Moleküle sein. Die Umgruppierung der Moleküle nach der Beanspruchung ist in vielen natürlichen Gebilden zu finden. So entspricht die Struktur der Spongiosa in den Knochen den Spannungstrajektorien belasteter Balken.

Es ist ohne weiteres anzunehmen, daß sich die Molekülanordnung belasteter Tragwerksteile ändert, daß diese Änderungen gesetzmäßig verlaufen, daß die molekularen Umlagerungen die physikalischen Eigenschaften dieser Teile ändern.

Diese Beobachtungen sind mit durchscheinenden Körpern in polarisiertem Licht zu machen. Einsetzender Druck ändert das spezifische Farbenbild dieser Körper. Diese Änderungen stehen in bestimmtem Verhältnis zur Beanspruchung des Körpers.

Es wäre Aufgabe des Versuchs, die Gesetze der Abhängigkeit, der Bilder von der jeweiligen Beanspruchung zu finden, etwaige mathematische Gebilde und ihre Gleichungen festzustellen.

Um z. B. die Arbeit des eingespannten Bogens oder des Zweigelenkbogens zu beobachten, könnten gekrümmte Glasstäbe in den technisch möglichen Dimensionen gegossen und untersucht werden.

Der zu diesem Versuch notwendige Projektionsapparat müßte zweckentsprechend konstruiert werden.

Es ist anzunehmen, daß sich die Stellen größter Beanspruchung, d. h. größter Lagerungsänderung, im Lichtbild als Kurvenscharen bemerkbar machen werden.

Aus den sich ergebenden mathematischen Gebilden könnte die Richtigkeit der für die Berechnung gemachten Annahmen bewiesen oder Änderungen in den Voraussetzungen für die Berechnung nötig werden.

Nicht von der Hand zu weisen ist, daß es gelingen müßte, auch mit besonders hierfür geeigneten Strahlenarten die molekulare Umlagerung undurchscheinender Tragwerksmodelle zu untersuchen.

Aufschluß über die Strukturänderung belasteter Bauwerke müßten auch elektrische Messungen bringen, wie sie Dr. Richard Ambronn, Göttingen, im Bauingenieur Heft 7/8 vom 30. IV. 1920, Seite 207, für die Untersuchung des Untergrundes von Baustellen beschreibt.

So wären z. B. bei einem Betongewölbe 2 Messungsarten möglich.

1. Es werden Elektroden in die Stirn des Gewölbes eingelassen und die Strömungen der Elektrizität gemessen. Aus den erhaltenen Strömungslinien wären die Spannungslinien zu konstruieren.
2. Es werden Elektroden auf der Leibung verteilt und nach den erhaltenen Strömungslinien Spannungslinien konstruiert, die mit den Spannungskurven der Stirnfläche das eigentliche Bild des Spannungszustandes des Gewölbes liefern.

Die Ausbildung der Durchstrahlungsmethode oder der elektrischen Messungen könnte die noch fehlende Sicherheit in der Berechnung und Konstruktion unbestimmter Systeme bringen.

G. L. Malinka, Bauingenieur, Berlin-Steglitz.

Anm. d. Schriftl. Wir veröffentlichen diese Zeilen nicht, ohne auf die Arbeiten M. Mesnagers hinzuweisen, die ähnliche Gedanken verfolgen und im IV. Bande der Ann. des Ponts et Chaussées 1913 niedergelegt sind. Ein Bericht hierüber ist in Beton und Eisen 1917, S. 103 ff, erschienen.

Ein Kranarm aus Holzfachwerk.

Die englische Admiralität hat im Kriege zwei Kräne in Auftrag gegeben, deren Auslegerarm eine Länge von 41 m zu erhalten hatte, damit die verlangte Hubhöhe von 30,5 m erreicht wurde. Die Höhe des unteren Armgelenkes betrug 15 m über der Erde. Die Kräne waren für Lasten von 3,0 t bestimmt. Da bei 41 m Armlänge das ausladende Eigengewicht eines Eisenträgers sehr erheblich gewesen wäre, hat man eine Ausführung in leichtem Holzfachwerk versucht, die sich durchaus bewährt haben soll. Von den beiden Kränen ist jedoch nur einer ausgeführt worden, weil der Eintritt des Waffenstillstandes die Zurückziehung des zweiten Auftrages veranlaßt hatte.

Der Kranarm ist ein 41 m langer 4-kantiger Fachwerksstab, der sich nach den Enden zu verjüngt. Das räumliche Fachwerk besteht aus vier Eckstäben (Gurten) und etwa 34 Fachwerkspfosten in jeder der 4 Außenflächen. Diese 4 mal 33 Felder sind durch Rundeisen-Diagonalverspannungen ausgesteift. Außerdem sind in alle 34 im Querschnitte liegende Gefache Rundeisendiagonalen eingespannt. Die 4 Eckgurtstäbe sind aus Holz, nicht aus einfachem Kantholz, sondern aus 9 untereinander verleimten Schichten gebildet. Oregonkiefer. Der so zusammengesetzte Querschnitt eines Stabes ist quadratisch und in der Mitte 11,4 cm, an den Stabenden nur 8,9 cm stark.

Ebenfalls aus Holz (Oregonkiefer) sind die Fachwerkspfosten (Druckstäbe); sie haben in der Mitte entsprechend dem dort rd. 1,6 m betragenden Gurtabstand etwa 1,5 m Länge und sind nach den Enden verjüngt. Zur Verringerung des Gewichtes sind in die Seitenflächen der vierkantigen Stäbe (6/6—7/7 cm Mittenquerschnitt) Nuten eingefräst.

Die Rundeisen- oder Stahldiagonalen haben 6 mm ($^1/_4$ Zoll) Durchmesser.

Das Wichtigste sind die Knotenausbildungen. Da die Gurtungen (abgesehen von einem Stoß in der Trägermitte) ungestoßen durchlaufen, sind die Fachwerke zwischen sie hineingebaut. An die zwei nach innen liegenden Flächen der prismatischen Gurte sind zur Aufnahme der hölzernen Wandstäbe aus Stahlblech gefertigte Beschläge angesetzt (vermutlich mit Bolzenschrauben befestigt). Diese Beschläge bilden einen kleinen kastenförmigen Hohlraum, in den die Fußenden der Fachwerkspfosten eingesetzt sind. Die an diese Kapsel anschließenden Blechflügel (doppelt) nehmen zwischen sich die Rundeisendiagonale auf. Diese greift um einen Bolzen herum, der — mit Verzahnung und Sperrklinke versehen — ein Anspannen der Zugdrähte gestattet.

Der oben erwähnte Stoß der Gurtungen in der Kranarmmitte ist durch zug- und druckfeste lösbare Laschen gedeckt, damit eine Zerlegung in zwei 20-m-Teile möglich ist. Die Verlaschung vermag einer Normalkraft von 27 t standzuhalten. Jeder dieser Teile schließt mit einem Pfostenstabe am Ende ab, so daß in der Trägermitte nach dem Zusammensetzen beider Teile ein Doppelstab vorhanden ist.

Der Kranarm macht einen außerordentlich leichten und schlanken Eindruck. In seiner Gesamterscheinung wie auch in der Gestaltung seiner Einzelheiten erinnert er an den Luftschiff- und Flugzeugbau. So ist es nicht verwunderlich, daß sein Gewicht nur 2,7 t beträgt, d. i. etwa ein Drittel dessen, was ein eiserner Träger gewogen haben würde. Nach Engineering vom 13. VII. 1920).

Kze.

Doktor-Ingenieure ehrenhalber.

Durch Beschluß von Rektor und Senat der Technischen Hochschule Braunschweig ist in der Abteilung für Bauingenieurwesen den nachstehend genannten Herren anläßlich der Feier des 175jährigen Bestehens der Technischen Hochschule die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen worden:

auf einstimmigen Antrag der Abteilung für Ingenieurbauwesen:

dem ordentlichen Professor an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag, Hofrat Alfred Birk, in Anerkennung seiner verdienstvollen Leistungen auf dem Gebiete eisenbahnwissenschaftlicher Forschung;

dem Mitinhaber der Brückenbau- und Eisenbau-Anstalt J. Gollnow & Sohn in Stettin, Johannes Gollnow, in Anerkennung der unter seiner technischen Leitung hervorgebrachten bedeutenden Leistungen auf dem Gebiete des Brückenbaues sowie in Würdigung seiner tatkräftigen und fruchtbringenden Förderung des Eisenbaues in technischer, wirtschaftlicher und wissenschaftlicher Beziehung;

dem Kommerzienrat Rudolf Wolle in Leipzig in Anerkennung seiner außerordentlich erfolgreichen Tätigkeit für die Entwicklung der Beton- und Eisenbetonweise, seiner regen Mitwirkung bei der Schaffung praktischer Unterlagen für den Aufbau der Theorie und seines Wirkens auf wirtschaftlich-technischen Gebieten.

— — — —

Anläßlich der Feier des 50-jährigen Jubiläums der Technischen Hochschule Aachen ist auf einstimmigen Antrag der Bauingenieurabteilung den folgenden Herren die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen worden:

Hofrat Professor Josef Melan in Prag (Techn. Hochschule),
Geheimer Baurat Karl Offermann, Buenos-Aires (Deutsche Gesandtschaft),
Geheimer Oberbaurat Ernst Ottmann, Vortragender Rat im Ministerium der öffentlichen Arbeiten, Berlin,
Zivilingenieur Professor Dr. phil. h. c. Gustav Richert, Mitgl. der Königl. Akademie des Bauwesens, Stockholm,
Zivilingenieur Geheimer Oberbaurat Rudolf Schmick in München.

B.

Berichtigungen.

Herr Privatdozent Dr.-Ing. R. Sonntag bittet, in seiner Veröffentlichung auf Seite 625 bei Abb. 9 die Unterschrift

Inanspruchnahme für $\alpha > 45$ abzuändern in $\alpha < 45$.

Herr Ingenieur F. Wansleben, Dortmund, bittet uns mitzuteilen, daß ihm der Titel Dipl.-Ing., unter dem er von uns in Heft 20 als Verfasser genannt ist, nicht zusteht. Schrltg.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 29. Januar 1920, S. 61.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. Sept. 1920.

Kl. 19 e, Gr. 1. O 10 412. Orenstein & Koppel-Arthur Koppel Akt.-Ges., Berlin. Verfahren und Bagger zum Ausheben von Gräben mit abgeböschten Wänden. 14. XI. 17.

Kl. 20 i, Gr. 15. E 24 955. Richard Eckerle, München, Tal 33. Weichenstellung vom Führerstand aus durch eine Gegenweiche. 23. II. 20.

Kl. 37 b, Gr. 3. K 68 357. Karl Kübler, Unternehmung für Hoch- und Tiefbau, Stuttgart-Göppingen. Gelenkartig wirkende

Knotenpunktausbildung in Holz nach Patent 310 537; Zusatz zu Patent 310 537. 21. XI. 18.

Kl. 80 b, Gr. 17. R 49 302. Dr.-Ing. Adolf Kleinlogel, Darmstadt, Wilhelm-Jäger-Str. 1. Verfahren zur Herstellung einer künstlichen bearbeitungsfähigen Eisenmasse. 17. I. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. Oktober 1920.

Kl. 20 i, Gr. 35. Sch 56 106. Alphons Schallenberg, Myon, Schweiz; Vertreter: Patentanwalt W. Massohn, Berlin SW 68. Selbsttätig wirkende Sicherheits-Signaleinrichtung für Eisenbahnzüge. 2. IX. 19.

Kl. 37 a, Gr. 7. R 45 719. Wilhelm Reiner, Berlin-Tempelhof, Schönburgstr. 8. Verfahren, Bitumen oder bitumenhaltige Schichten mit Oberflächen aus Zementbeton oder ähnlichen Stoffen festhaftend zu verbinden. 30. III. 18. Österreichische Priorität vom 30. V. 16.

Kl. 37 b, Gr. 5. P 38 596. Konstantin Przyllas, Gleiwitz, Tarnowitze-Chaussee 17. Mauerbüchse zum Festlegen von Schraubenr bolzen in verschiedener Tiefe. 16. X. 19.

Kl. 80 b. Gr. 13. F 45 731. Gebr. Friesecke, Berlin. Verfahren zur Herstellung von Bausteinen und -platten aus gepreßtem Lehm. 22. XI. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 7. Oktober 1920.

Kl. 5 d, Gr. 5. G 49 811. Anton Godan, Kattowitz, O.-S., Prinz-Heinrich-Str. 12. Fangvorrichtung zum Aufhalten über schiefe Ebenen durchgehender Wagen. 8. XII. 19.

Kl. 19 a, Gr. 28. Sch 58 146. Auguste Scheuchzer, Renens, Schweiz; Vertreter: Patentanwalt F. A. Hoppen, Berlin SW 68. Hilfsvorrichtung für auf dem Gleise fahrbare Jätmaschinen für Eisenbahnbettungskörper; Zusatz zur Anmeldung Sch 53 847. 29. IV. 20.

Kl. 19 a, Gr. 28. Sch 58 147. Auguste Scheuchzer, Renens, Schweiz; Vertreter: Patentanwalt F. A. Hoppen, Berlin SW 68. Auf dem Bahngleise fahrbare Jätmaschine für Eisenbahnbettungskörper; Zusatz zur Anmeldung Sch 53 847. 29. IV. 20.

Kl. 19 a, Gr. 28. Sch 58 148. Auguste Scheuchzer, Renens, Schweiz; Vertreter: Patentanwalt F. A. Hoppen, Berlin SW 68. Fahrbare Jätvorrichtung für Bettungsböschungen und Bahndammbermen, bei welcher mehrere pflugartige Werkzeuge zum Ausreißen des Unkrauts an einem gemeinsamen Träger neben einem Bahnwagen geschleppt werden. 29. IV. 20.

Kl. 65 a, Gr. 58. S 49 380. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Prüfeinrichtung für Vorrichtungen zur elektrischen Kennzeichnung von Schiffahrtstraßen. 20. XII. 18.

Kl. 85 b, Gr. 1. R 45 462. Hans Reisert G. m. b. H., Köln-Braunsfeld. Verfahren zur Reinigung von Wasser durch kohlensauren Baryt und Ätzkalk. 24. I. 18.

Kl. 85 c, Gr. 6. B 88 105. Berliner Actiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Vorrichtung zur selbsttätigen wechselweisen Leitung eines zu reinigenden Abwasserstroms. 2. I. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. Oktober 1920.

Kl. 5 d, Gr. 9. P 36 821. Karl Partsch und Otto Lindner, Hindenburg, O.-S. Verfahren zum Befördern von Spülversatzgut in einer geschlossenen Rohrleitung. 17. VI. 18.

Kl. 19 e, Gr. 1. R 44 086. Wilhelm Riese, Düsseldorf-Grafenberg, Vautierstr. 78. Verfahren zur Herstellung von Gräben mit senkrechten Seitenwänden; Zusatz zur Anmeldung R 39 324. 27. XI. 13.

Kl. 20 g, Gr. 1. V 15 038. Joseph Vögele, Maschinenfabrik, Mannheim-Neckarau. Antriebsvorrichtung für Gelenkdrehscheiben. 21. X. 19.

Kl. 20 i, Gr. 9. A 33 405. Aktiebolaget Svenska Tobaksmonopolet, Stockholm; Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. Dr. Josef Oppenheimer, Berlin W 15. Weiche für Hängebahnen. 10. V. 20. Schwedische Priorität vom 26. II. 19.

Kl. 20 i, Gr. 30. W 49 212. Julius Wandel, Obertürkheim bei Stuttgart, Uhlbacher Str. 75. Vorrichtung zum Sichern der Einfahrt eines Zuges. 19. IV. 17.

Kl. 37 b, Gr. 1. F 45 808. Dipl.-Ing. H. Frettlöh, Augustwalde, Kr. Naugard. Endbinder für Mauerwerk, das aus Steinen nach Patent 321 425 hergestellt ist; Zusatz zu Patent 321 425. 5. XII. 19.

Kl. 37 b, Gr. 3. J 18 658. Anders Jordahl, Berlin, Potsdamer Str. 103 a. Walzeisen von I-, C- oder Z-förmigem Querschnitt. 21. III. 18.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. Oktober 1920.

Kl. 19 d, Gr. 4. 329 121. Ferdinand Kaufholz, Cassel, Maulbeerplantage. Verankerung der Trag- und Ausgleichseile. 18. XI. 19. K 71 255.

Kl. 20 i, Gr. 17. 329 122. Gustav Breucker, Bochum, Fürstenstr. 3. Vorrichtung zum Stellen der Straßenbahnweichen vom Wagen aus. 10. X. 18. B 87 576.

Kl. 37 b, Gr. 5. 329 014. Alexander Krzeszewski, Berlin-Friedenau, Hähnelstraße 2. Verbindungsmittel für beliebig gegeneinander geneigte Holzbalken, -stiele und -streben und ähnliche nagelbare Bauteile. 19. VIII. 17. K 64 599.

Kl. 37 f, Gr. 4. 329 052. Eugen Fischer, Düsseldorf-Grafenberg, Giebelstr. 17. Zerlegbare Halle aus fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonwerkstücken. 20. IX. 17. F 42 329.

Kl. 42 c, Gr. 10. 329 015. Dipl.-Ing. Fritz Hartmann, Berlin, Nürnberger Str. 40. Fluchtstab. 18. XI. 19. H 78 995.

Kl. 65 a, Gr. 3. 329 104. Gutehoffnungshütte Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Verfahren zum Wenden kieloben hergestellter Eisenbetonschiffe. 15. III. 19. G 47 948.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. Oktober 1920.

Kl. 20 a, Gr. 14. 329 362. Koloman Galba, Dorog, Ungarn; Vertreter: Patentanwalt F. A. Hoppen, Berlin SW 68. Lenkvorrichtung für an den Zugseilen von endlosen Seilbahnen laufende Rollwagenkupplungen. 2. XI. 19. G 49 463.

Kl. 20 a, Gr. 20. 329 363. Alphons Wache, Gleiwitz, und Alfred Bullmann, Kattowitz. Seilklemme. 15. V. 19. W 52 626.

Kl. 20 h, Gr. 4. 329 299. Theodor Blakkolb, Feuerbach, Jägerstr. 76. Gleissperreinrichtung. 26. VI. 18. B 86 673.

Kl. 35 d, Gr. 9. 329 198. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges. und Max Angermann, Dortmund. Hebevorrichtung zum Einbau von Trägern u. dgl. unter Decken. 1. X. 19. D 36 493.

Kl. 37 d, Gr. 39. 329 380. Richard Gossow, Charlottenburg, Windscheidstr. 18. Decken- und Wandschutzgitter aus geraden und wellenförmigen durchlaufenden Stäben. 9. X. 19. G 49 303.

Kl. 42 c, Gr. 5. 329 382. Dipl.-Ing. Franz Hegnauer, München, Frühlingstr. 14. Instrument zum Abstecken von Linien. 23. X. 19. H 78 835.

Kl. 42 e, Gr. 20. 329 383. Maschinenbau Act.-Ges. Balcke, Abt. Maschinenfabrik Frankenthal, Frankenthal (Pfalz). Einrichtung zur Bestimmung der Verlustmengen infolge Undichtigkeiten in Wasserleitungen, die von Hochbehältern führen. 13. V. 19. M 65 637.

Kl. 43 a, Gr. 20. 329 387. Werner Schröder, Berlin, Konstanzer Str. 58. Elektrische Fahrkartenloch- und Stempelvorrichtung in Verbindung mit einem Bahnsteigdrehkreuz. 13. VII. 19. Sch 55 654.

Kl. 80 b, Gr. 3. 329 406. Hermann Elisha Brown, Kingston, Ver. St. v. A.; Vertreter: Patentanwälte Meffert und Dr. Sell, Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung von Zement. 9. VI. 14. B 82 294. Amerikanische Priorität vom 29. VIII. 13.

Kl. 80 b, Gr. 3. 329 407. Joseph Freemann Goddard, London; Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. H. Eyck, Magdeburg. Verfahren zur Herstellung von wasserundurchlässigem Zement. 8. V. 15. G 42 884. Britische Priorität vom 3. VI. 14.

Kl. 80 b, Gr. 9. 329 409. Fa. P. Krause, Berlin. Verfahren zur Herstellung von Wärmeschutzformlingen; Zusatz zu Patent 317 170. 29. III. 19. K 68 494.

Kl. 84 a, Gr. 3. 329 290. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.G., Nürnberg. Vorrichtung zum Verriegeln von Dammbalken. 6. VII. 19. M 66 110.

Kl. 84 d, Gr. 2. 329 354. Wilhelm Riese, Düsseldorf-Grafenberg, Vautierstr. 78. Fahrbarer Eimerkettenbagger mit senkrecht einstellbarem Baggergestell zum Auswerfen von Gräben und Einschnitten mit lotrechten Seitenwänden.

C. Auszug aus einer Patentschrift.

Kl. 19 d, Gr. 1. 328 763. Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde. Verfahren zur Entlastung bestehender Eisenbahngewölbe. Patentiert im Deutschen Reiche vom 7. September 1919 ab. Die Erfindung betrifft ein Verfahren zur Entlastung bestehender Eisenbahngewölbe, welches sich im wesentlichen dadurch kennzeichnet, daß die Gleise über dem Gewölbe teilweise und unmittelbar von einem Tragrost unterfangen werden, dessen Belastung mittels das Gewölbe frei durchdringender Abstützungen in zu der Gewölbeachse senkrechten Ebenen entweder unmittelbar auf das Erdreich oder auf ein unterhalb des Gewölbes angeordnetes Tragwerk übertragen wird.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Gestaltung der Bogen im Eisenbahngleise. Von R. Petersen, ordentl. Professor in Danzig. 64 S. kl. 8° mit 46 Textfiguren. C. W. Kreidel's Verlag, Berlin und Wiesbaden, 1920, 4 M.

Die Frage der Überhöhung im Gleise und der Übergangsbögen wird bei den einzelnen Eisenbahnverwaltungen verschieden behandelt. Schon die Mannigfaltigkeit der dabei benutzten, oft beträchtlich voneinander abweichenden Formelwerte zeigt die Unsicherheiten einer praktischen Lösung. Die Fahrt der Züge im Bogen ist nicht immer hinreichend stoßfrei. Die Ursachen dazu liegen im allgemeinen in mangelhafter Gleisunterhaltung, ferner darin, daß Fahrtgeschwindigkeit und Überhöhung nicht zueinander passen, sowie in unzweckmäßiger Form der Übergangsbögen. Zur Beseitigung der beiden letzteren macht der Verfasser neue Vorschläge.

Über den Zusammenhang zwischen Geschwindigkeit, Überhöhung und Gleisbogenhalbmesser entwickelt P. lehrreiche bildliche Darstellungen (unter Zugrundelegung der preußischen Oberbauvorschriften) und kommt dabei u. a. zu dem Ergebnis, daß es bei enger Begrenzung der Geschwindigkeitsschwankungen, wie z. B. auf Stadtbahnen, zwar noch möglich sein würde, 125 m Halbmesser bei 235 mm Überhöhung mit 50 km/Std zu befahren, daß man aber mit einer Schwebebahn infolge der selbsttätigen notwendigen Einstellung des Fahrzeuges im Bogen, die nach Versuchen bis etwa 25° zulässig ist, bei 50 km/Std bis 40 m Halbmesser erreichen könne, worin eine bedeutende Überlegenheit der Schwebebahn über die Standbahn in bezug auf leichte Führung im Innern der Städte liege.

Bei Behandlung der Spurweite im Bogen wird der Nachweis erbracht, daß sich zweiachsige Fahrzeuge mit 800 mm Raddurchmesser besonders empfehlen, weil dabei sehr kleine Bogenhalbmesser ohne Spurerweiterung brauchbar sind. Größere Raddurchmesser erfordern Erweiterung, kleinere Verengung der Spur.

Die Frage der Übergangsbögen ist von ganz anderer Seite angefaßt als bisher üblich war. An der Schwebebahn Barmen-Elberfeld hat sich gezeigt, daß die Dauer der Wagenausschwingung bei Einfahrt in einen Bogen etwa 3 Sek. betragen muß, um von den Fahrgästen nicht unangenehm empfunden zu werden, d. h. um die Beschleunigung im Anfang und die Verzögerung gegen Ende der Ausschwingung erträglich zu halten. Ob die Bewegung dazwischen mit mehr oder minder großer Geschwindigkeit verläuft, ist gleichgültig. Hiernach bestimmt sich für jede Geschwindigkeit V die notwendige Länge l des Übergangsbogens. Schätzt man die entsprechende Zeit für Standbahnen zu 3,6 Sek., so ergibt sich hier l m = V km/Std. Für Neigungswechsel wird der halbe Wert vorgeschlagen.

Bisher war es meist üblich, die Länge des Übergangsbogens zu wählen und diesen nach einer vereinfachten Gleichung der kubischen Parabel zu bilden. Petersen verwendet die genaue Gleichung, die er in eine handliche Form bringt, und findet, daß sie bis zu Winkeln von 24° einen ausgezeichneten Gleisbogen gibt, so daß es sich empfiehlt, Bögen mit Zentriwinkeln bis zu 48° überhaupt nur aus zwei Übergangsbögen zusammenzusetzen und erst darüber hinaus noch einen wirklichen Kreisbogen einzuschalten. Die Länge des Übergangsbogens wird also entweder mindestens nach der Geschwindigkeit bemessen oder sie wird gleich der halben Bogenlänge. Durch Tafeln über Verhältniszahlen der kubischen Parabel ist die Anwendung der genauen Gleichung und die Berechnung der Bestimmungsstücke des Bogens sehr erleichtert, so daß sich nur eine unwesentliche Mehrarbeit gegen die jetzt übliche Berechnung ergibt. Die Absteckung des Übergangsbogens erfolgt dann wie bisher durch rechtwinklige Koordinaten von der Haupttangente aus. — Die Länge l wird voraussichtlich stets eine ganz unrunde Zahl, so daß auf einen weiteren Ausbau des Verfahrens durch Tabellenwerk wohl grundsätzlich wird verzichtet werden müssen.

Für Gegenbögen wird die durch die B. O. geforderte Zwischengerade verworfen und dafür ein einziger Übergangsbogen in einem Zuge gefordert.

Die Ersetzung flacherer und kürzerer Bögen durch zwei Übergangsbögen dürfte auch bis heute schon oft haben angewendet werden müssen, ebenso kennen die meisten Oberbauvorschriften Übergangsbogenlängen von 70 und 90 m und sehr flache Rampenverhältnisse n für die Überhöhung. Aber die neue Begründung des Übergangsbogens auf die Zeit für die Drehung aus der ursprünglichen Gleichgewichtslage, wobei n direkt proportional zum Bogenhalbmesser wird (für Preußen z. B. n = 2 R), und die Anwendung der genauen kubischen Parabel für ganze Gleisbögen machen die vorliegende Abhandlung, die in knapper und leicht flüssiger Sprache abgefaßt ist, zu einer wertvollen Neuerscheinung über die Frage der Gestaltung der Bögen im Eisenbahngleise. Sie muß jedem Eisenbahnfachmann zur Kenntnis empfohlen werden. — In der Praxis wird sich wohl zeigen, daß es nicht in allen Fällen bequem und besonders genau ist, die Bogenpunkte nur mit rechtwinkligen Ordinaten, die ganz beträchtliche Längen erreichen, von der Tangente aus abzustecken (nach beigefügten Zahlenbeispielen, die die Anwendung des Verfahrens erläutern sollen, bis 30 m und mehr).

Dr.-Ing. Gläsel, Dresden.

Hamburgs Hafen. Ein Führer zum Verständnis seinen Bedeutung und seiner Anlagen mit einem Hafenplan, einer Elbkarte und 11 Abbildungen. Nach amtlichen Unterlagen bearbeitet von Dipl.-Ing. Walter Böttcher. Hamburg, Otto Meißners Verlag, 1920. Preis M. 15.

Unsere Fachgenossen werden es als einen Mangel empfunden haben, daß sie bei ihren Studienreisen der Anleitung und Führung durch technische Reisehandbücher, „technische Bädeker", die allerdings nur für unsere größeren Städte in Frage kommen, haben entbehren müssen. Welch eine Fülle technischen und wirtschaftlichen Studienmaterials unsere Städte bergen, das zeigen ja die Werke, die bisher aus Anlaß der Wanderversammlungen des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine von den Mitgliedern der ortsangesessenen Verbandsvereine herausgegeben sind. Aber diese großangelegten Werke haben einen solchen Umfang, daß sie als Reisehandbücher leider nicht zu verwerten sind. So ist in den letzten Jahren vor dem Kriege verschiedentlich der Plan erwogen worden, technische Städteführer herauszugeben. Und mit der Verwirklichung dieses Plans ist mit dem Herausgeben des vorliegenden Buches in glücklichster Weise der Anfang gemacht.

Das Buch soll dem Besucher Hamburgs Gelegenheit geben, sich vor der Besichtigung des Hafens über dessen Wesen und Wirkungsweise zu unterrichten. Dabei ist jedoch nicht nur an Besucher aus Fachkreisen, sondern auch an Laien gedacht worden. In der Tat ist es dem Verfasser vollauf gelungen, beiden gerecht zu werden. In fesselnder Weise wird der Leser durch wirtschaftliche Betrachtungen in die Eigenart des Hamburger Hafens eingeführt, dessen Wertbemessung durch eingehende statistische Angaben über Verkehr und Handel bewirkt wird. An eine treffende Auseinandersetzung der einzigartigen Vorzüge der wirtschaftsgeographischen Lage Hamburgs schließt sich eine ausführliche Erläuterung des Hafenplans an, so daß nunmehr dem Besucher des Hafens an Hand des folgenden Führers eine sichere Leitung geboten werden konnte. Ein Anhang mit statistischen Angaben über die Bauwerke und wichtigsten Gebäude des Hafens, mit einer Beschreibung der Unterelberegelung sowie des Hafens von Cuxhaven, mit einer Geschichtstabelle, einem literarischen Nachweis und einem ausführlichen Sachverzelchnis beschließt das Buch.

„Wer vieles bringt, wird manchem etwas bringen", das läßt sich auch von dem trefflich ausgestatteten Buch, welches durchweg wertvolles bringt, sagen. Das Buch sollte jeder Besucher des Hamburger Hafens vorher lesen und es als Führer benutzen: erst dadurch wird er zur richtigen Erkenntnis von der Bedeutung des größten deutschen Welthafens gelangen und den Männern seine Achtung zollen, die in zielbewußter Weise an der stolzen Schöpfung unserer Hanseaten mitgewirkt haben.

Mögen auch in unseren anderen großen Städten sich Männer finden, die in gleich umsichtiger und geschickter Art wie Böttcher ihrer Stadt und der Fachwelt den technischen Reiseführer schenken.

H. Engels.

Die Energieverteilung für elektrische Bahnen von Dr. W. Kummer. Mit 62 Abbildungen. (IV u. 158 S.) 8°. (Band II von „Maschinenlehre der elektrischen Zugförderung"). Verlag von J. Springer, Berlin, 1920, geb. 22 M.

Das vorliegende Werk ist der zweite Band der Maschinenlehre für elektrische Zugförderung, dessen erster Band über die Ausrüstung der elektrischen Fahrzeuge vom gleichen Verfasser 1915 erschienen ist. In diesem zweiten Band werden im ersten Abschnitt die grundlegenden Gesichtspunkte der Energieübertragung elektrischer Bahnen — zeitlicher Verlauf der benötigten Leistungen, Energieverluste der Übertragung, Fahrleitung, Speisepunktentfernung, Energierückgewinn, Energieverluste für Speisepunkte und Speiseleitungen, Wirtschaftlichkeit des Energietransports bei Bahnen im allgemeinen und die Benützung der virtuellen Längen —, in den Abschnitten II—VI die mehr für den Fachmann belangreiche Arbeitsweise der Leitungen, — Erwärmungs- und Spannungsverhältnisse, Rückwirkung auf Schwachstromleitungen, Überspannungserscheinungen —, das Verhalten des Wechselstromtransformators und der Umformer, des stationären Bleiakkumulators und des Generators im Bahnbetrieb behandelt. Der Vorteil des Büchleins ist jedenfalls der, daß alle die äußerst verwickelten und ineinander übergreifenden Verhältnisse und Bedingungen des elektrischen Bahnbetriebs von einer starken Hand in knappester Form gemeistert werden. Nach dem Durcharbeiten hat der Leser einen ausreichenden Begriff all der zu überwindenden Schwierigkeiten und genügende Grundlagen für den Entwurf bekommen, aus den zahlreichen Literaturangaben weiß er, wo der Stoff eingehender behandelt ist. Man kann dem Verfasser danken, daß er sich dieser Aufgabe unterzogen hat und darf wohl sagen, daß er der Elektrisierung einen guten Dienst geleistet hat.

Auch dem Bauingenieur, dem $^2/_3$ des Stoffs naturgemäß ferner liegen, ist das Studium des Buches zu empfehlen, da er aus den grundlegenden Entwickelungen Nutzen ziehen wird. Eine elektrische Bahn muß nun einmal in erhöhtem Maße aus einem Guß angelegt sein, soll sie allen Anforderungen entsprechen, beim Bau elektrischer Bahnen muß auch der Linienentwerfende bis zu einem gewissen Grade Elektriker sein.

Für spätere Auflagen wird sich bei der Unzahl von Zeichen und Indizes eine besondere Übersichtstafel der verwendeten Bezeichnungen empfehlen.

Wentzel.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.

1. Jahrgang | 31. Dezember 1920 | Nr. 6

BESTIMMUNGEN FÜR ZEITGEMÄSSE BAUWEISEN, INSBESONDERE FÜR MODERNE HOLZBAUKONSTRUKTIONEN.

Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Privatdozent an der technischen Hochschule Berlin.

Mit der Umwertung aller Werte durch den vierjährigen Krieg haben auch die in der Friedenszeit üblichen Bauweisen: Ziegel-, Beton-, Eisenbeton- und Eisenbau ihre herrschende Stellung auf vielen Gebieten an zurzeit billigere Bauweisen abtreten müssen. Diese Entwicklung ist noch nicht als abgeschlossen zu betrachten. Die Folge ist eine große Mannigfaltigkeit neuer Bauarten, eine außerordentliche Verschiedenheit sowohl im Ganzen als auch auf jedem einzelnen Baugebiete, so daß die geltenden amtlichen Baubestimmungen den zahlreich auftretenden Zweifeln nicht mehr gerecht zu werden vermögen. Insbesondere auf zwei Gebieten des Bauwesens: der neuzeitlichen Ausbildung der Umfassungswände von Wohngebäuden und der modernen Holzbaukonstruktionen, erscheint der Erlaß von vorläufigen Bestimmungen angesichts der Ratlosigkeit und mancher übermäßig harter Entscheidung der örtlichen Baupolizeibehörden dringend notwendig. Neue Bauweisen haben die Eigentümlichkeit, zunächst in außerordentlich mannigfaltiger Form aufzutreten und sich erst allmählich zu einer Baunorm durchzubilden. Ein gutes Beispiel hierfür bietet die Geschichte des Eisenbetonbaus. An Stelle der ursprünglichen Flacheisenbewehrung, der Flacheisenbügel und mancherlei besonders haftfähiger Kanteisen hatte sich zu Beginn des Krieges die Norm der Rundeisenbewehrung, Druckumschnürung, bestimmter Hohlsteindecken usw. bereits durchgesetzt. Die Geschichte des Eisenbetons bietet auch ein Beispiel für die Schwerfälligkeit und das Mißtrauen, mit der oft die behördlichen Aufsichtsorgane neuen Bauweisen gegenübertreten. Von einer stellenweise nur für zulässig erachteten Rundeisenspannung von 800 kg/qcm ist erst in jüngster Zeit für die Rundeisenbewehrung des Eisenbetons eine zulässige Spannung von 1200 kg/qcm gestattet worden, während Flußeisenprofile, wie bekannt, bis zu 1400 kg/qcm und darüber ausgenutzt werden dürfen. Beim Eisenbeton sind auf diese Weise in den 30 Jahren seines Bestehens viele Millionen Mark zuviel verbaut und dem Volksvermögen entzogen worden.

Die geschwächte deutsche Volkswirtschaft kann sich bei der Ausbildung der heute auftretenden neuzeitlichen Bauweisen eine derartige Verschwendung des Volksvermögens und eine derartige Langsamkeit der Entwicklung nicht mehr leisten. An dem Beispiele der modernen Holzbaukonstruktionen soll im folgenden versucht werden, Fingerzeige für eine Beschleunigung dieser Entwicklung zum Normenbau und für den Entwurf und die Fassung neuer Baubestimmungen zu geben.

Zunächst ist zu betonen, daß die in den preußischen Hochbaubestimmungen oder in denjenigen der andern deutschen Länder sich vorfindenden Vorschriften für die Entwicklung, die der deutsche Holzbau in seinen neuesten Konstruktionen genommen hat, bei weitem nicht ausreichen. Die vorhandenen Bestimmungen reichen nicht einmal für die althergebrachten Zimmermannskonstruktionen, wie sie z. B. im Speicher- oder im Brückenbau auftreten, aus. Einmal fehlen die Angaben über die zulässigen Spannungen für den Druck quer oder schiefwinklig zur Faser, für den Schwellendruck für Zug senkrecht zur Faser usw., sodann fehlt jede Unterscheidung zwischen großen und kleinen Holzquerschnitten, Belastung auf vollen oder geteilten Querschnitt und ein Eingehen auf die im Holzbau besonders mannigfaltige Form der Verbindungsarten.

I. Vorbereitende Arbeiten.

Bei der Entwicklung einer neuen Bauweise hat man folgende Stufen zu unterscheiden:

1. Allgemeine Erfahrungen mit dem gleichen Baustoff auf anderen Gebieten und vorlaufende Bauarten.
2. Planmäßige Versuche.
3. Erfahrungen auf Grund von Rechnung und Versuch.
4. Verbesserungen an Hand der Bauerfahrungen.

Die bestehenden staatlichen Stellen: die Ministerien für öffentliche Arbeiten, für Volkswohlfahrt und für Kunst und Wissenschaft, sowie die nachgeordneten Stellen der technischen Hochschulen, Materialprüfungsanstalten, staatlichen und kommunalen Baupolizeiämter haben die Pflicht, den Entwicklungsprozeß einer neuen Bauweise im Interesse der Ersparung an Zeit, Baukosten und wiederholter Versuche möglichst zu beschleunigen. Das gewaltige bei der Gesamtheit der Baufirmen sich ansammelnde Versuchsmaterial, wie es die Versuche im Laboratorium, in der Werkstatt und auf dem Werkplatz, auf der Baustelle und an den fertigen Bauwerken darstellen, wie es sich halbamtlich auch in den Niederschriften der aufsichtführenden Baupolizeiämter oder unparteiischen, von den Bauherrn bestellter Sachverständiger vorfindet, ist möglichst zu sammeln und den technischen Hochschulen und Versuchsanstalten zur Verarbeitung und Zusammenstellung zuzuführen. Auf diese Weise werden Vorversuche entbehrlich. Die Versuchsanstalten setzen sodann den Plan eigener endgültiger Hauptversuche fest, die über die Grenzen der für die einzelnen Baustoffe geltenden Bruch- oder Festigkeitswerte Auskunft geben sollen. Die unteren und mittleren Festigkeitswerte müssen den Ausgangspunkt für die vorläufigen Bauvorschriften bilden.

Aber auch dem wissenschaftlichen Rechnungswesen, wie es die Lehrstühle für Mechanik, Statik und Festigkeitslehre an unseren technischen Hochschulen bieten, bleibt reichliche Arbeit. Über alle Fälle des Versagens der herrschenden Theorie ist von seiten der Aufsichtsorgane oder der Bauunternehmer in den Fachblättern oder unmittelbar an die vorgenannten Stellen zu berichten. Daß eine Nachrechnung auch an schwierigen Verbindungsteilen möglich ist, zeigt u. a. die Untersuchung des Verfassers über die Formänderungen und Beanspruchung des geschlitzten Ringdübels der Firma Tuchscherer in Breslau[1]). Auf Grund der Rechnung, der Vor- und Bauversuche kann allmählich eine brauchbare Theorie entwickelt werden.

Für die Verteilung und Verarbeitung der eingehenden vorgenannten Berichte, für die Aufstellung und Durchführung weiterer Versuchsreihen und für den Entwurf für vorläufige und endgültige Baubestimmungen ist ein Arbeitsausschuß zu bilden, der (nicht allein für den neuzeitlichen Holzbau sondern allgemein) zusammengesetzt sein muß aus 3 Gruppen:

1. der Gruppe der Bauausführenden,
2. „ „ „ Baubeaufsichtigenden,
3. „ „ „ Unparteiischen.

Der Obmann dieses Arbeitsausschusses wird am besten der 3. Gruppe entnommen, weil diese für die Auswahl zweck-

[1]) Siehe Deutsche Bauzeitung 1920 „Der Holzbau", Heft Nr. 20: Lewe, die Berechnung des geschlitzten Ringdübels, System Tuchscherer D. R. P.

mäßiger Persönlichkeiten nach beiden Seiten die besten Verbindungen hat und auch bei den Verhandlungen vermittelnd wirken soll. In dem Ausschusse muß jede der drei Gruppen entsprechend dem Gewicht der durch sie vertretenen Interessen gleiche Geltung haben, entweder durch eine gleiche Anzahl von Mitgliedern in jeder der drei Gruppen oder, wenn dieses nicht der Fall, durch Sammelstimmrecht. Damit fruchtbringende und schnelle Arbeit geleistet wird, muß der Geschäftsgang möglichst einfach sein. Die erste Gruppe der Bauausführenden, als die mit dem Gegenstand am besten vertraute, macht Vorschläge für den Entwurf der Bestimmungen, die zweite Gruppe macht ihren Gegenvorschlag, und nach gemeinsamer Beratung unter Hinzuziehung der dritten Gruppe wird die endgültige Fassung nach dem Ergebnis der Abstimmung festgesetzt. Dieser Entwurf des Ausschusses geht nun an das zuständige Ministerium und wird hier von zwei Referenten bearbeitet, von denen der eine schon vorher der dritten Gruppe des Ausschusses angehört hat und den Entwurf zu vertreten hat. Der zweite Referent führt etwaige Gründe gegen diese Aufstellung an und macht Gegenvorschläge. Die letzte Entscheidung liegt sodann beim Minister.

Die vorgeschlagene Zusammensetzung des Ausschusses aus drei Gruppen von Mitgliedern mit gleichem Stimmrecht würde insbesondere der jetzt so oft beklagten Langsamkeit und Arbeitsunfähigkeit derartiger Ausschüsse ein Ende machen, da ja die 1. Gruppe ein großes Interesse an der baldigen Festlegung vorläufiger Bestimmungen hat und auch über genügende tüchtige Kräfte verfügt, um die notwendige geistige Arbeit schnell zu leisten.

II. Allgemeines über Festigkeitsvorschriften.

Wie schon oben betont, müssen für alle Bauweisen die gleichen Belastungsannahmen maßgebend sein. Es geht nicht an, daß, wie es bisher vorkam, nicht allein in den einzelnen deutschen Ländern, sondern auch für die verschiedenen Bauweisen, wie Eisen, Eisenbeton, Stein und Holz verschiedene Nutzlastannahmen vorgeschrieben werden. Die Nutzlasten sind allein abhängig von dem Verwendungszweck des betreffenden Bauwerks. Diese Annahmen gehören deshalb gar nicht in die Bauvorschriften für die verschiedenen Bauweisen, sondern sind als allen gemeinsame Grundlage immer in gleicher Fassung voranzustellen. Die Berücksichtigung der verschiedenen Wirkung dieser Nutzlasten bei verschiedenen Bauweisen kann dann durch Erschütterungsbeiwerte oder Stoßfaktoren, die von dem Gewicht und elastischen Verhalten des einzelnen Baustoffes abhängen, geltend gemacht werden. Ein weiterer Grundsatz muß sein, daß derselbe Baustoff, z. B. Flußeisen, bei den verschiedenen Bauweisen und den verschiedenen Bauwerken in gleicher Höhe beansprucht werden darf. Es ist unlogisch, für den Brückenbau eine größere Sicherheit zu verlangen als für den Wohnungsbau, wenn die Konstruktionsart, z. B. ein Fachwerkbinder, dieselbe ist. Die Verschiedenheit ist vielmehr, da sie in der Wirkung der Nutzlasten liegt, durch den Erschütterungsfaktor in beiden Fällen, z. B. für den Wohnungsbau 1,0, für den Brückenbau 1,5 zu berücksichtigen. Auch läßt sich nicht rechtfertigen, daß für das Flußeisen im Eisenbetonbau geringere Beanspruchungszahlen vorgeschrieben werden als für den Eisenbau. Hier kann man auch nicht durch den Erschütterungsfaktor zuungunsten des Eisenbetonbaues Unterschiede aufstellen, weil gerade der Eisenbeton als die größere Masse geringeren Erschütterungen ausgesetzt ist. Diese Hinweise zeigen schon, wie wirtschaftlich fühlbar eine Bauunternehmergruppe, und oft gerade diejenige, die für das Volksganze nützliche Verbilligungen schaffen will, durch solche doch ungerecht zu nennende Vorschriften hinter älteren Unternehmergruppen zurückgesetzt werden kann. Für Flußeisenkonstruktionen wird allgemein eine dreifache Sicherheit für genügend erachtet. Man sollte annehmen, daß diese Zahl auch bei der Ableitung der zulässigen Holzspannungen aus den unteren Grenzen der Bruchfestigkeit verwandt werden dürfte. Für gesundes, gerade gewachsenes und trockenes Kiefernholz z. B. ist eine Mindestdruckfestigkeit und eine Proportionalitätsgrenze von 300 kg/qcm anzunehmen, während die zulässige Spannung durch die neuen Hochbaubestimmungen auf 60 kg/qcm herabgesetzt worden ist. Eine gleichzeitige Herabsetzung der Nutzlasten ist hier kein Ausgleich, einmal weil die Eigengewichte ja bleiben oder gar größer werden, und dann, weil die herabgesetzten Nutzlasten auch für die mit dem Holzbau in Wettbewerb stehenden Bauweisen gelten. Anstatt zu bedenken, daß vorkommende Bauunfälle meistens auf unsachgemäße, verfehlte Konstruktionen zurückzuführen sind, anstatt diesen Fehlern nachzuspüren und ihre Wiederholung durch Zusätze zu den Bestimmungen zu verhüten, anstatt durch die Forderung eingehender Zeichnungen und ausreichender Berechnungen Pfuscherfirmen in ihrer Tätigkeit zu hindern, ist es freilich für die Baupolizei leichter, die zulässigen Spannungszahlen herabzusetzen, wodurch dem Staate, den Gemeinden und den einzelnen Bauherren Kostenerhöhungen bis zu 100 vH, der betroffenen Unternehmerschaft jedoch Konkurrenzunfähigkeit, Streit mit den Aufsichtsorganen und sonstige Unzuträglichkeiten entstehen. Es müssen also gerechterweise die Sicherheitszahlen für die verschiedenen Baustoffe, soweit sie wenigstens die untere Festigkeitsgrenze betreffen, gleich sein.

Ein besonderes Wort ist noch allgemein zu sagen über den Geltungsbereich der einzelnen Vorschriften. Zunächst ist anzustreben, daß diese, wie es ja beim Eisenbetonbau der Fall ist, für das ganze Deutsche Reich Geltung haben. Sodann ist zu befürworten, daß sich die Vorschriften immer auf einen ganz bestimmten Baustoff beziehen, z. B. Kiefernholz, dann aber alle möglichen Dauerverwendungszwecke im Bauwesen, sei es im Brückenbau oder Hochbau berücksichtigen. Für vorübergehende Bauten, Lehrgerüste usw. empfehlen sich besondere Vorschriften, da das Holz meist schlechter und durch Abbruch verbrauchter ist. Die preußischen Hochbauvorschriften würden sich also vollständig bezüglich der Festigkeitsvorschriften auf die anzunehmenden Belastungen aus Eigengewichten, Schnee-, Wind- und Nutzlasten und auf die Einführung von Erschütterungskoeffizienten entsprechend den einzelnen Verwendungszwecken beschränken können.

III. Richtlinien für vorläufige Bestimmungen für Holzkonstruktionen.

Für den Entwurf der Bestimmungen ist etwa folgende Ordnung zu wählen:

I. Allgemeine Vorschriften. a) Bauunterlagen, b) Materialprüfung, c) Bauausführung, d) Bauabnahme.

II. Leitsätze für die statische Berechnung. a) Eigengewicht, b) äußere Kräfte, Belastungsannahmen, c) Spannungsergebnisse, d) Einfluß des Schwindens, e) Durchbiegungen[2]).

III. Zulässige Spannungen und Mindestsicherheit nach Holzart unterschieden. (Da das Holz je nach Alter, Wachstum, Feuchtigkeitsgehalt so sehr verschieden ist, wird ähnlich wie in den Betonbestimmungen vom 13. Januar 1916, die Bemessung der zulässigen Spannungswerte durch Sicherheitszahlen vorgeschlagen.)
   a) Stäbe, Balken, Bogen.
      1) Druck parallel zur Faser: $^1/_3$ der Mindestfestigkeit.
      2) Druck senkrecht zur Faser: Sicherheit gegen erste örtliche Stauchung (Proportionalitätsgrenze des Druckdiagramms).
         α) volle Breite, weit überstehende Enden: 2,5
         β) halbe „ „ „ 2,0
         γ) viertel „ „ „ 1,5
      3) Druck unter Winkel zur Faserrichtung: Durch Komponenten aus 1) und 2) zu ermitteln.
      4) Zug parallel zur Faser: $^1/_5$ der Mindestzugfestigkeit.
         α) bis 5 cm Holzstärke (Bohlen),
         β) „ 10 „ „
         γ) größere Holzstärken.
      5) Zug senkrecht zur Faser[3]): $^1/_5$ der Festigkeit.
      6) Biegung: $^1/_4$ der Biegungsfestigkeit.
      7) Abscheren
         α) in Faserrichtung: $^1/_5$ der Scherfestigkeit.
         β) senkrecht zur Faser: $^1/_4$ „ „

[2]) Daß Nachweis der Formänderung zuweilen notwendig, darüber s. Aufsatz des Verfassers in „Der Holzbau“ 1920, Nr. 17.

[3]) Hier enthalten fast alle Vorschriften den Wert Null. Danach wären alle Runddübel, die sicher zu derartigen Spannungen führen, verboten!

8) Knickung
α) reiner Druck in Säulen: 6 fache Sicherheit nach Euler, 3 fache nach Tetmajer,
β) reiner Druck in Baugliedern: 4 fache Sicherheit nach Euler, 2 fache nach Tetmajer,
γ) Druck mit Biegung durch Exzentrizität oder Querlast: Berechnung der Biegungsknickspannung $\leq 1/4$ der Biegungsfestigkeit.

b) Knotenverbindungen, Auflager, Stöße.
Zu berechnen sind nicht mittlere, sondern Randspannungen.
1) gerade Dübel: Leibungsranddruck = entspr. Druckspannung.
2) Runddübel mit Bolzen, Bolzen, Rohrstücke: Leibungsranddruck = 1,5fache der entsprechenden zulässigen Druckspannung.
3) Versatz: Druck 1,5 und Scherspannung 1,0 der betr. oberen Zahlen.
4) Schuhverbindungen: Druck wie oben.
5) Knotenscheibenverbindungen: Zug $1/5$ der Materialfestigkeit.
6) Reibungsverbindungen (nur bei besonderen Sicherungen zulässig)
α) Platten } für 1 qcm der reibenden Flächen anzusetzen: 10fache Sicherheit.
β) Klammern }
7) Verbindungsteile
α) Eisen und Stahl } Spannungen
β) Gußeisen } entsprechend Vorschriften für diese
γ) Hartholz } Baustoffe.

DIE NORMUNG IM BAUWESEN.

Von Professor Dr.-Ing. Gehler, Dresden. (Schluß aus Nr. 5.)

II. Die Entwicklung der Baunormung in Deutschland.

Der Gedanke der Normung oder Vereinheitlichung findet wohl gerade im Bauwesen seine ältesten Ausführungsbeispiele. Bekannt sind die Ziegelformate der römischen Legionen. Über die neuere Geschichte des Ziegelformates wurde in Nr. 5 (S. 143) des „Bauingenieur" berichtet. In Sachsen wurde 1833 behördlich verordnet, daß alle von der Ziegelnorm abweichenden Formate in den Ziegeleien zu zerschlagen seien. Gewiß ein Zeichen der Machtfülle des alten Staates. Unsere heutigen Normen sollen und können sich jedoch nur durch die Macht des Gedankens, nicht durch staatliche Gewalt durchsetzen. Das Ziegelformat ist eines der sinnfälligsten Beispiele des Nutzens der Normung von einzelnen Elementen. Niemandem würde es wohl einfallen, an einem Bauwerke Ziegelsteine von verschiedenstem Formate zu verwenden. Die Vereinheitlichung für Deutschland ist durch das Normblatt Nr. 105 vorbereitet, dessen Entwurf einem Arbeitsauschuß im preuß. Ministerium der öffentl. Arbeiten unter Dr.-Ing. Ellerbeck zu danken ist.

Ein zweites bekanntes Beispiel sind die Normalprofile eiserner Walzträger, die seit 1881 durch die Normalprofilbuch-Kommission genormt sind[1]). Hierbei handelt es sich nicht mehr nur um den Gedanken der Vereinheitlichung, sondern bereits um den der Auslese, also der Typung, durch die eine feste Einheit geschaffen wird. Wie segensreich diese Tat war, lehrt ein Blick auf die zügellose Entwicklung der Breitflanschträger in den letzten Jahrzehnten, für die in Deutschland infolge der schrankenlosen Willkür bei der Festlegung der Querschnitte mindestens 6 verschiedene Reihen im Handel sind. Je mehr solche Reihen auf dem Papier der Kataloge stehen, um so kleiner ist der Lagervorrat und um so geringer die Wahrscheinlichkeit, sie schnell und bestimmt zu erhalten. Aufgabe des Arbeitsausschusses für Walzeisen im NDI (Obmann Dr.-Ing. Fischmann-Berlin) wird es sein, gegenüber diesem verwilderten Zustande Einheit und Ordnung zu schaffen, sobald erst wieder einmal die Lage der schwergeprüften deutschen Eisenindustrie es zuläßt.

Die Ziegelformate und die Walzeisen-Normalprofile bilden aber doch nur ganz vereinzelte Beispiele der Verwirklichung des Normungsgedankens im vergangenen Jahrhundert. Erst seit der Begründung des „Normenausschusses der deutschen Industrie" Ende 1917 setzte die planmäßige Normenarbeit sowohl im Maschinen-, wie im Bauwesen ein.

Die Ausgangszelle der Normenbewegung bildete zunächst das Fabrikationsbüro der Artilleriewerkstatt Spandau unter der Leitung von W. Hellmich, um den sich eine Anzahl geistiger Führer scharte. Da der Verfasser von Ende 1916 bis Ende 1918 als Chef der Bautenprüfstelle im Stabe des Kriegsamtes alle Fragen des Bauwesens an zentraler Reichstelle behandelte, wurde er in den Vorstand des NDI als Referent für das Bauwesen berufen. In der Bautenprüfstelle fanden sich unter dem Vorsitze des Verfassers zu den Sitzungen d. J. 1918 die ersten Träger des Normungsgedankens im Bauwesen zusammen, wie z. B. Hermann Muthesius, Paulsen, Jobst, Peter Behrens, C. W. Behrendt, Leyser, Loewenich, Becher. Hier entstanden unter Hinzuziehung der inzwischen in Dresden unter Oskar Kramer gegründeten Normenstelle die ersten Normenblätter über Holzbalkendecken, Türen und Fenster.

Inzwischen waren in den verschiedensten Landesteilen Deutschlands Baunormungsstellen ins Leben gerufen worden. Der Normengedanke hatte sich während des Krieges wie von einer Welle getragen von Nordamerika ausgehend über England nach Europa fortgepflanzt und sich an vielen Orten festgesetzt. Lloyd George war es in der englischen Kriegsindustrie gelungen, die konservativsten Arbeiter der Welt für die amerikanischen Gedanken der Normung, Typung und Sonderung zu gewinnen und überraschende Erfolge zu erzielen. Es galt nun, durch Begründung des NDI diese in Deutschland vielfach ins Wilde und Uferlose gehende Bewegung zu meistern und sie in ein gesundes Bett zu leiten. Vor allem mußte der Gefahr vorgebeugt werden, daß allenthalben die verschiedensten Normen für den gleichen Gegenstand geschaffen wurden. Im Maschinenwesen hatten die führenden Großfirmen schon seit Jahren bedeutende Normungsabteilungen, deren Arbeiter nun zu einer deutschen Norm veröffentlicht werden mußten.

Heute kann die Gefahr der Zersplitterung der Normungsarbeit als beseitigt gelten. Wird doch wohl nirgends in Deutschland mehr die Normung auf irgend einem Gebiete begonnen, ohne daß mit dem NDI Fühlung genommen wird.

Im Bauwesen bietet die Normungsarbeit deshalb besondere Schwierigkeiten, weil die Bauwerke nicht wie die Maschinen an einem Orte und nach einem Gedanken erzeugt werden können, sondern mit der Scholle verwachsen und daher von örtlichen und klimatischen Verhältnissen abhängig sind. Diese Erkenntnis zwang auf dem Gebiete der Hochbaunormung dazu, nach dem Muster der bereits bestehenden Arbeitsstätten in Berlin, Sachsen und Rheinland-Westfalen sogenannte Landeshochbaunormungen zu begründen, und zwar in allen Gliedstaaten und preußischen Provinzen. Die Gesamtheit dieser Landesstellen bildet die „Reichshochbaunormung". Die örtlichen Arbeitsstätten der Landeshochbaunormungen waren auch deshalb unumgänglich notwendig, weil im Hochbau zu dem ersten Akte der rein technischen Festlegung der Normen auch noch ein zweiter Akt, nämlich die nur örtlich zu fördernde Verwirklichung der Normen hinzukommt, die in der Fertigung der genormten Gegenstände und ihrem Absatze besteht.

Andere Gebiete dagegen, wie z. B. das des Betons und Eisenbetons oder die Festlegung von einheitlichen technischen Baupolizeibestimmungen (E.T.B.) konnten und mußten wiederum von einem zentralen Arbeitsausschuß behandelt werden.

[1]) Begründet vom „Verband Deutsch. Arch.- u. Ing.-Vereine" und vom „Verein deutsch. Ingenieure".

Zurzeit, also Ende 1920, sind folgende Arbeitsausschüsse für die Normung im Bauwesen tätig:

1. Die Reishochbaunormung. Obmann: Minist.-Rat Huber-München; Geschäftsführer: Reg.-Baumeister Priv.-Doz. Jobst-Berlin, Sommerstraße 4 a; Aufbau und Werbestelle: Leiter: Reg.-Baurat Mühlner-Dresden, Heubnerstraße 15.

21 Landeshochbaunormungen, und zwar in: Baden, Bayern, Brandenburg (Berlin), Braunschweig, Danzig, Deutsch-Österreich, Hamburg (nebst Bremen und Lübeck), Hannover, Hessen-Nassau, Hessen-Darmstadt, Oldenburg, Pommern, Rheinland, Sachsen, Sachsen-Anhalt, Schlesien, Schleswig-Holstein, Thüringen, Westfalen, Württemberg.

Veröffentlichte Normenblattentwürfe: Deckenbalken für Kleinhäuser (Nr. 107), Blendrahmenfenster (Nr. 272 bis 284), Zargenfenster (Nr. 295 bis 299), Innentüren für Kleinwohnungen (Nr. 285 bis 286), Einlaßecken für Fenster (Nr. 300), Einstemmbänder für Schränke und Fenster (Nr. 401), desgl. für Türen (Nr. 402), Aufsatzbänder (Nr. 408), Biberschwänze und Gratziegel (Nr. 453), Dachziegel (Nr. 454).

In Arbeit sind die Normenblätter: Einsteckschlösser für Innentüren, Treppen für Kleinhäuser, Dachrinnen und Abfallrohre, Dachsteine, Dachstühle für Kleinhäuser, Ofenkacheln, Grundrißmaße für Möbel, Sinnbilder für Zeichnungen.

Bisherige Sitzungen: 24. 4. 19 in Dresden, 21. 7. 19 und 27. 10. 19 in Eisenach, 15. 3. 20 in Naumburg, 10. und 11. 10. 20 in Würzburg.

2. Arbeitsausschuß für Beton und Eisenbeton. Obmann: Prof. Dr.-Ing. Gehler-Dresden (vergl. Bericht S. 331 des „Bauingenieur"), Geschäftsführer für die Niederschriften: Ob.-Baukomm. Bulnheim-Dresden. Mitarbeiter sind hauptsächlich die Vertreter und der Direktor Dr. Petry des „Deutschen Betonvereins" sowie die Vertreter des „Bundes der deutschen Zementwaren- und Kunststeinindustrie".

Veröffentlichte Normenblattentwürfe: Mauerabdeckplatten (Nr. 455), Zementplatten für Gehwegbefestigungen, Bordschwellen und Bordsteine (Nr. 483 und 485, in Verbindung mit dem Ausschuß für Straßenbaustoffe), Kabelformstücke (Nr. 457 bis 459), Fassungsraum von Mischmaschinen (Nr. 456).

In Arbeit sind die Normenblätter: Zementrohre, Zementplatten für überdeckte Räume, Zementplatten, Grenz- und Nummersteine, Einfriedigungspfosten, Zementdielen, Betonbalken, Betonüberlagsträger, Treppenbauteile, Wandbauteile, Fördergefäße, Feldbahngleise (in Verbindung mit dem Ausschuß für Feldbahngeräte), Rundeisendurchmesser.

Bisherige Sitzungen: 30. 5. 19 in Dresden, 22. 7. und 28. 10. 19 in Eisenach (vergl. Bericht S. 331 des „Bauingenieur") 8. 5. 20 in Berlin, 12. und 13. 10. 20 in Würzburg.

3. Arbeitsausschuß für die Lieferungsbedingungen von Eisenkonstruktionen. Obmann: Geh. Reg.-Rat Prof. Dr. Krohn-Danzig. Dieser schon vor dem Bestehen des NDI begründete Ausschuß, der aus Vertretern des „Vereins Deutscher Ingenieure", des „Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine", des „Vereins Deutscher Eisenhüttenleute" und des „Deutschen Eisenbauverbandes" besteht, hat das vorläufige Ergebnis seiner Arbeit veröffentlicht (s. Heft 3 unserer Mitteilungen).

4. Arbeitsausschuß für Straßenbaustoffe. Obmann: Stadtbaurat Dr.-Ing. Bredtschneider-Charlottenburg. Veröffentlichte Normenblätter: Kleinpflastersteine, Mosaikpflastersteine (Nr. 481), Bordschwellen und Bordsteine aus Naturstein (Nr. 482), desgl. aus Beton (Nr. 483), Bürgersteigplatten aus Naturstein (Nr. 484), desgl. aus Beton (Nr. 485).

5. Arbeitsausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen (E.T.B.). Obmann: Mag.-Brt. Marcuse-Charlottenburg (vergl. S. 232 des „Bauingenieur").

I. Unterausschuß: Belastungen und zulässige Beanspruchungen. Obmann: Ob.-Baurat Scharff-Hamburg.

II. Unterausschuß: Eigengewichte von Baustoffen und Bauteilen sowie Füll- und Lagerstoffen. Obmann: (noch unbesetzt).

III. Unterausschuß: Mauerstärken und Wärmeschutz. Obmann: Ob.-Baukomm. Bulnheim-Dresden.

IV. Unterausschuß: Einzelbestimmungen (u. a. das Knickproblem). Obmann: Prof. Dr.-Ing. Gehler-Dresden.

Bisherige Sitzungen des E.T.B.: 9. 12. 19, am 16. 6. und am 6. 12. 20 in Berlin.

6. Arbeitsausschuß für Holz. Obmann: Ob.-Baurat Scharff-Hamburg. Mitarbeiter sind Vertreter der Behörden, der Industrie und des Handels sowie Mitglieder der Ausschüsse 1. und 2. Erste Sitzung: Anfang Januar 1921 in Berlin.

7. Arbeitsausschuß für Straßenbrücken. (Belastungsannahmen und Brückenbreiten.) Obmann: Reg.- u. Baurat Dr.-Ing. Ellerbeck-Berlin. Mitarbeiter sind Vertreter der Behörden, des „Deutschen Eisenbauverbandes" und des „Deutschen Betonvereins". 1. Sitzung: Anf. Januar 1921, Berlin.

8. Arbeitsausschuß für eiserne Fenster. Obmann: Reg.- u. Baurat Krause-Berlin. (In Verbindung mit Ausschuß 1.) Bisherige Sitzungen am 30. 6. und 24. 8. 20 in Berlin.

9. Arbeitsausschuß des „Deutschen Eisenbauverbandes" (Geschäftsstelle: Berlin, Linkstraße).

Gruppe a) Obmann: Baurat Dr. Bohny-Sterkrade (Vertreter: Dir. Schmuckler-Berlin), behandelt: Dacheindeckungen, Oberlichter, Pfetten, Verbände, Eisenfachwerkwände, Verankerungen, Binderteile oder ganze Binder, Stützenteile und Stützen, Kranbahnen, Lüftungsklappen, Lüftungslaternen, Fenster, Tore, Treppen und Geländer, Gittermasten.

Gruppe b) Obmann: Dir. Dr. Herrmann-Gustavsburg (Vertreter: Ob.-Ing. Kade), behandelt: Brückenteile (z. B. feste und bewegliche Lager), Typen kleinerer Straßen- und Eisenbahnbrücken.

10. Arbeitsausschuß für Schornsteinbau. Obmann: Prof. Dr.-Ing. Gehler-Dresden. Mitarbeiter sind hauptsächlich die Vertreter des „Deutschen Vereins für Schornsteinbau und Feuerungsanlagen".

Für die Ausschüsse 2. bis 8. und 10. ist als Vertreter der Geschäftsstelle Reg.-Baumeister Sander (Berlin, Sommerstraße 4 a) tätig.

An allen bedeutsameren Sitzungen dieser Ausschüsse nahmen auch Vertreter des österreichischen „Normenausschusses für Industrie und Gewerbe" und der österr. Regierung teil. So vereinigte der Normengedanke die heute noch durch die feindlichen Mächte getrennten Brüder aus Nord und Süd, aus Ost und West zu gemeinsamer Arbeit am Wiederaufbau unserer Wirtschaft. Bei den Tagungen in Eisenach, Naumburg, Berlin und Würzburg war deutlich zu verspüren, wie die Normenarbeit einigend und zugleich erzieherisch wirkt.

Sie zwingt uns zur Auslese des Besten. Sie führt zur ernsten Selbstkritik, zur Überwindung der gerade dem Deutschen anhaftenden Eigenbrödelei und zum Verzicht auf ehrgeizige persönliche Vorherrschaft des Einzelnen. Sie läßt aber auch die Grenzen der Normung erkennen, sowie die Gefahr, durch übertriebene Gleichmacherei den Fortschritt und die Schaffensfreude des Einzelnen abzutöten und die berechtigte Eigenart verschiedener Landesteile zu vernichten.

Wie die Muttersprache alle Stämme unseres Volkes eint, wie das einheitliche Münz-, Zoll- und Gewichtswesen als festes Band uns umschließt, so hebt jede Norm der deutschen Industrie das Einigende hervor und beseitigt das Trennende. All diese einzelnen Normen fügen sich wie unscheinbare Fäden eines Gewebes zu einem einigenden Bande zusammen, von dem unser Wirtschaftsleben allmählich immer mehr durchwoben und umschlungen wird. So wird unsere Normenarbeit, die zunächst nur aus dem nüchternen Streben nach Zweckmäßigkeit in der Not unserer Zeit geboren wurde, zugleich auch zur einigenden, nationalen Tat. —

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

UNIVERSITY OF ILLINOIS-URBANA
3 0112 099092949